



## **Dimensionamento de Estruturas de Betão Armado e Metálicas**

**FILIPE AMARO DE SÁ AFONSO**

novembro de 2017



Dimensionamento de Estruturas de Betão Armado e Metálicas

## Dimensionamento de Estruturas de Betão Armado e Metálicas

FILIPE AMARO DE SÁ AFONSO  
Outubro de 2017





# **DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E METÁLICAS**

FILIPPE AMARO DE SÁ AFONSO

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS**

Orientador: Eng.º José Carlos de Almeida Gouveia Lello

Supervisor: Eng.º Pedro Miguel Monteiro Silva (CCAD – Serviços de Engenharia, Lda.)

**SETEMBRO DE 2017**

***Aos meus pais e irmão***

## ÍNDICE GERAL

Índice Geral .....	iii
Resumo .....	v
Abstract.....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice de Texto .....	xi
Índice de Figuras .....	xvii
Índice de Tabelas.....	xxv
Glossário.....	xxvii
Abreviaturas.....	xxx
Capítulo 1    Introdução .....	1
Capítulo 2    Apresentação dos Projetos .....	7
Capítulo 3    Bases para o Projeto .....	11
Capítulo 4    Verificações de Segurança .....	53
Capítulo 5    Software Utilizado .....	83
Capítulo 6    Projeto – Continente Bom Dia .....	87
Capítulo 7    Projeto – Reservatório de Água .....	143
Capítulo 8    Considerações Finais.....	185
Referências Bibliográficas .....	187
Anexo I – Continente Bom Dia .....	189
Anexo II – Reservatório de Água .....	227



## RESUMO

O presente relatório visa abordar o trabalho desenvolvido durante o período de estágio curricular enquadrado no ciclo de estudos do Mestrado em Engenharia Civil do ISEP, Instituto Superior de Engenharia do Porto. O referido estágio desenvolveu-se ao longo de seis meses, desde fevereiro até julho de 2017, na empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda., em ambiente de gabinete, para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil.

Pretende-se, inicialmente, apresentar a empresa e abordar superficialmente os projetos desenvolvidos durante o período vigente. Serão apresentados de forma mais abrangente os conceitos de dimensionamento de estruturas metálicas e de betão armado, tendo em consideração as propriedades dos materiais e a determinação das ações atuantes, de acordo com o estabelecido pela legislação em vigor, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P.). As metodologias de verificação de segurança dos elementos estruturais também serão explicitadas de acordo com o preconizado pelos Eurocódigos 2 e 3.

Finalmente apresentar-se-ão os projetos do Continente Bom Dia e do Reservatório de Água, bem como as metodologias de cálculo empregues durante a sua execução. O primeiro aborda uma vasta variedade de soluções estruturais em betão armado e aço, o segundo incide apenas nas estruturas de betão armado, com especial atenção ao fenómeno da fendilhação. No final serão tecidas algumas considerações relativas a todo este processo de estágio e trabalho desenvolvido.

**Palavras-chave:** Estágio curricular, Estruturas de Betão Armado, Estruturas Metálicas, Dimensionamento.



## **ABSTRACT**

This report aims to address the work developed during the curricular internship period within the cycle of studies of the second year of the Master's degree in Civil Engineering of the Instituto Superior de Engenharia do Porto. This internship took place over a period of six months, from February to July 2017, at the company CCAD - Serviços de Engenharia, Lda in an office environment, in order to obtain the master's degree in Civil Engineering.

It begins with a presentation of the company and a superficial view of the projects developed during the internship period. The concepts of dimensioning of reinforced concrete structures will be presented in a more comprehensive manner, taking into account the materials properties and the determination of the actuating actions, in accordance with the legislation in force, namely the Regulation for Safety and Actions for Building and Bridges (R.S.A.) (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes) and the Code for Reinforced and Prestressed Concrete Structures (R.E.B.A.P.) (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado). The methods for safety verification of structural elements will also be explained in line with the recommendations of Eurocodes 2 and 3.

Finally, the projects developed will be further explained. The first, Continente Bom Dia, deals with a wide variety of structural solutions in reinforced concrete and steel. The second, Water Reservoir, focuses only on reinforced concrete structures, with special attention to cracking. The calculation methodologies in the execution of both projects will also be explained.

In the end, some considerations will be made regarding this entire process of internship and the work carried out.

**Keywords:** Curricular Internship, Reinforced Concrete Structures, Metallic Structures, Design.





## AGRADECIMENTOS

Agora que me aproximo do final do ciclo de estudos, não poderia concluí-lo sem agradecer a todos aqueles que, de uma ou outra forma, contribuíram para que chegasse até aqui.

Em primeiro, ao Engenheiro José Lello pela grande oportunidade que me proporcionou ao incluir-me na sua equipa de trabalho. Agradeço todos os ensinamentos, a confiança em mim depositada e ter-me proporcionado este desafio, que me permitiu aprender imenso e fazer a transição para vida profissional de forma sustentada e da forma que idealizava. A todos os engenheiros da CCAD, João Esteves, Miguel Carvalho, Vera Azevedo, Pedro Calisto e em especial ao Pedro Silva e Mariana Fernandes. Estou grato a todos eles pela forma como me receberam, pelo conhecimento transmitido, conselhos dados, por toda a disponibilidade para esclarecerem qualquer dúvida e, não menos importante, pela boa disposição no dia a dia. Todos farão parte das bases do meu futuro como Engenheiro Civil. Também à Márcia Mesquita, colega de estágio, deixo o meu agradecimento pelos conselhos e ajuda ao longo deste período.

Ao Engenheiro Patrício Rocha, do IPVC, por me ter incutido o gosto pelo ramo das estruturas e pelo exemplo de profissionalismo e relacionamento com os alunos.

Ao Engenheiro Falcão Moreira, do ISEP, pela forma como introduziu as estruturas metálicas e pelo gosto que me despertou sobre elas. Agradeço também toda a disponibilidade e abertura demonstradas para o esclarecimento de dúvidas e por conseguir torná-las em algo simples.

Aos meus pais e irmão, da parte de quem nada me faltou em nenhum aspeto para que conseguisse aqui chegar. Muito obrigado por todo o apoio, conselhos e acima de tudo pelo exemplo que me transmitem todos os dias. A toda a minha família, incluindo os que já partiram, todos eles, cada um da sua forma, contribuíram neste percurso e para a pessoa que sou hoje. De forma particular, agradecer ao meu tio Luís Marques e primo Nuno Marques, por todos os ensinamentos e conhecimento transmitido nesta área.

A todos os amigos que fiz nesta caminhada, Bruno Borges, Emanuel Lourenço, João Pedro, João Viana, Paulo Ramos e Sérgio Ferreira, por todos os momentos que passamos juntos, por todas as histórias que ficam para contar, pelo apoio e pela amizade que fica para sempre.

Aos amigos que fiz nesta etapa no ISEP, em especial ao Júnio Pereira, Joana Cardoso, Lisete Moreira e Beatriz Ferreira, pela forma como me receberam nesta nova aventura, pela ajuda e apoio dados, e acima de tudo pela amizade que criámos.



## ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1	Introdução .....	1
1.1	Enquadramento do Estágio .....	1
1.2	Apresentação da Empresa .....	1
1.3	Trabalho Desenvolvido Durante o Estágio .....	3
1.4	Estrutura do Relatório .....	5
Capítulo 2	Apresentação dos Projetos .....	7
2.1	Introdução .....	7
2.2	Continente Bom dia, Guarda .....	7
2.3	Reservatório de Água, Francelos .....	9
Capítulo 3	Bases para o Projeto .....	11
3.1	Introdução .....	11
3.2	Regulamentação .....	11
3.3	Ações .....	12
3.3.1	Ações permanentes .....	13
3.3.1.1	Impulso de terras .....	13
3.3.1.2	Impulso hidrostático .....	15
3.3.1.3	Retração .....	15
3.3.2	Ações variáveis .....	18
3.3.2.1	Ação do vento .....	18
3.3.2.2	Ação da Neve .....	23
3.3.2.3	Ação Sísmica .....	25
3.3.2.4	Temperatura .....	37

3.4	Estados Limite .....	38
3.4.1	Estados limites últimos .....	38
3.4.2	Estados limites de utilização .....	40
3.5	Propriedades dos Materiais .....	43
3.5.1	Betão.....	43
3.5.1.1	Resistência à compressão .....	43
3.5.1.2	Resistência à Tração .....	44
3.5.1.3	Módulo de Elasticidade .....	45
3.5.2	Aço para betão armado .....	46
3.5.2.1	Resistência.....	48
3.5.2.2	Ductilidade.....	48
3.5.2.3	Módulo de Elasticidade .....	48
3.5.3	Aço estrutural .....	49
3.5.3.1	Classificação das secções .....	50
3.5.3.2	Fenómenos de Instabilidade.....	51
Capítulo 4	Verificações de Segurança .....	53
4.1	Introdução .....	53
4.2	Estrutura Metálica .....	53
4.2.1	Estado limite último.....	53
4.2.1.1	Compressão .....	53
4.2.1.2	Tração .....	55
4.2.1.3	Esforço transversal .....	56
4.2.1.4	Flexão .....	57
4.2.1.5	Interação entre esforço transversal e momento fletor .....	58
4.2.1.6	Flexão composta.....	58
4.2.1.7	Flexão desviada .....	64
4.3	Betão Armado .....	65

4.3.1	Estado limite último.....	65
4.3.1.1	Flexão .....	65
4.3.1.2	Esforço transverso .....	67
4.3.1.3	Torção.....	70
4.3.1.4	Punçoamento .....	72
4.3.2	Estado limite de utilização .....	75
4.3.2.1	Fendilhação .....	75
4.3.2.2	Deformação .....	78
4.3.2.3	Assentamento de fundações .....	81
Capítulo 5	Software Utilizado .....	83
5.1	Autodesk® AutoCAD®.....	83
5.2	Autodesk® Robot™ Structural Analysis .....	84
5.2.1	Método dos elementos finitos.....	84
5.3	GaLa Reinforcement .....	86
Capítulo 6	Projeto – Continente Bom Dia .....	87
6.1	Introdução .....	87
6.2	Materiais.....	87
6.3	Solução Estrutural .....	88
6.3.1	Condições de fundação.....	89
6.4	Quantificação das ações .....	89
6.4.1	Ações permanentes .....	89
6.4.2	Ações variáveis .....	90
6.5	Combinação de Ações .....	92
6.6	Modelo de Cálculo .....	92
6.7	Dimensionamento Estrutural .....	94
6.7.1	Ação sísmica .....	95
6.7.1.1	Análise modal .....	95

6.7.1.2	Limitação de danos .....	96
6.7.2	Madres treliçadas .....	96
6.7.2.1	Quantificação das ações .....	97
6.7.2.2	Verificação de segurança .....	98
6.7.3	Asnas treliçadas .....	102
6.7.3.1	Quantificação das ações – Asna 1 .....	102
6.7.3.2	Verificação de segurança – Asna 1.....	103
6.7.3.3	Quantificação das ações – Asna 6 .....	106
6.7.3.4	Verificação de segurança – Asna 6.....	106
6.7.4	Estrutura metálica da frente de loja .....	109
6.7.4.1	Madres.....	110
6.7.4.2	Vigas principais .....	113
6.7.4.3	Asnas treliçadas .....	118
6.7.4.4	Pilares .....	120
6.7.5	Vigas de betão armado .....	124
6.7.5.1	Verificação de segurança E.L.U. ....	124
6.7.5.2	Verificação de segurança E.L.S.....	128
6.7.6	Laje maciça de betão armado .....	129
6.7.6.1	Verificação de segurança E.L.U. ....	130
6.7.6.2	Verificação de segurança E.L.S.....	136
6.7.7	Sapatas.....	138
6.7.7.1	Verificação a nível geotécnico .....	138
6.7.7.2	Cálculo da percentagem de sapata ativa .....	140
Capítulo 7	Projeto – Reservatório de Água .....	143
7.1	Introdução .....	143
7.2	Materiais .....	143
7.3	Solução Estrutural .....	144



7.3.1	Condições de fundação.....	144
7.4	Quantificação das ações .....	145
7.4.1	Ações permanentes .....	145
7.4.2	Ações variáveis .....	146
7.5	Combinação de Ações.....	148
7.6	Modelo de Cálculo .....	148
7.7	Dimensionamento Estrutural.....	153
7.7.1	Análise do modelo de cálculo .....	153
7.7.2	Lajes.....	155
7.7.2.1	Retração .....	155
7.7.2.2	Verificação de segurança E.L.U. ....	156
7.7.2.3	Verificação de segurança E.L.S.....	163
7.7.2.4	Tensão no solo de fundação .....	168
7.7.3	Paredes.....	169
7.7.3.1	Retração .....	169
7.7.3.2	Verificação de segurança E.L.U. ....	170
7.7.3.3	Verificação de segurança E.L.S.....	177
Capítulo 8	Considerações Finais.....	185
8.1	Conclusões .....	185
8.2	Desenvolvimentos Futuros .....	186



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Logótipo da empresa. ....	1
Figura 1.2 – Atlântico Hotel, Angola. [6].....	2
Figura 1.3 – Ponte sobre o Rio Keve, Angola. [6].....	2
Figura 1.4 – Mechnikova, Kiev. [6] .....	3
Figura 1.5 – Continente Bom Dia, Matosinhos. [6].....	3
Figura 2.1 – Zonamento do edifício.....	8
Figura 2.2 – Corte longitudinal do Continente Bom Dia da Guarda.....	8
Figura 2.3 – Corte transversal do Continente Bom Dia da Guarda. ....	8
Figura 2.4 – Corte do Reservatório de Francelos.....	9
Figura 2.5 – Planta do Reservatório de Francelos. ....	9
Figura 3.1 – Função $\beta_s$ . [9] .....	17
Figura 3.2 –Valor característico da pressão dinâmica, $W_k$ (kN/m <sup>2</sup> ).[8] .....	19
Figura 3.3 – Valores do coeficiente $\mu$ . [8] .....	24
Figura 3.4 - Valores para a ação da neve ao nível do solo.[25].....	24
Figura 3.5 – Zonamento sísmico em Portugal Continental. [20].....	26
Figura 3.6 – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Ação sísmica Tipo 1). [20].....	26
Figura 3.7 – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2). [20].....	27
Figura 3.8 – Tipos de terreno definidos no EC8. [20].....	28
Figura 3.9 – Forma do espectro de resposta elástica. [20].....	31
Figura 3.10 – Espectro de resposta elástico vs. Espectro de cálculo.....	33
Figura 3.11 – Princípio da sobreposição modal. ....	35
Figura 3.12 – Nomenclatura das classes de betão. [24] .....	43

Figura 3.13 – Valor característico da resistência à compressão ( $f_{ck}$ ). [24] .....	44
Figura 3.14 – Ensaio para medição da resistência à tração do betão. [5] .....	44
Figura 3.15 – Módulo de elasticidade ( $E_{cm}$ ) do betão. ....	45
Figura 3.16 - Diagrama tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão armado. [17] .....	48
Figura 3.17 – Perfis laminados a quente. [26] .....	49
Figura 3.18 – Perfis enformados a frio. [26] .....	49
Figura 3.19 – Comportamento à flexão de secções de classes 1 a 4. [26] .....	51
Figura 3.20 – Tipos de encurvadura em elementos metálicos.[26] .....	51
Figura 3.21 - Comprimento de encurvadura $L_e$ em função do comprimento real $L$ . [26] .....	52
Figura 3.22 – Esquema de comprimento de encurvadura fora do plano. [26] .....	52
Figura 4.1 – Modelo simplificado do bloco retangular de tensões. [24].....	66
Figura 4.2 – Valor dos parâmetros $\lambda$ e $\eta$ . [24].....	66
Figura 4.3 - Modelo Treliça. [17] .....	68
Figura 4.4 – Modelo de cálculo de uma secção à torção.[11].....	70
Figura 4.5 – Mecanismo de resistência ao punçoamento.[24] .....	72
Figura 4.6 – Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas. [17].....	73
Figura 4.7 – Valores recomendados para o fator $\beta$ . [17] .....	74
Figura 4.8 – Ábacos para a determinação do coeficiente $k_0$ . ....	81
Figura 4.9 – Ábacos para a determinação do coeficiente $k_t$ . ....	81
Figura 4.10 – Ábaco para determinação do coeficiente $\eta$ . ....	81
Figura 4.11 – Modelo proposto por Winkler. [22] .....	82
Figura 5.1 – Autodesk® AutoCAD®.[1] .....	83
Figura 5.2 – Autodesk® Robot™ Structural Analysis.[2].....	84
Figura 5.3 - Tipos de elementos.[27] .....	85
Figura 5.4 – GaLa Reinforcement.[10] .....	86
Figura 6.1 – Quadro de materiais. ....	88
Figura 6.2 – Espectro de cálculo.....	91

Figura 6.3 – Vista global do modelo de cálculo. ....	93
Figura 6.4 – Vista geral do modelo de cálculo, com painéis. ....	93
Figura 6.5 – Vista geral do corpo técnico. ....	93
Figura 6.6 – Vista da frente de loja. ....	94
Figura 6.7 – Vista da zona do cais de descarga. ....	94
Figura 6.8 – Deformação do 1º modo de vibração. ....	95
Figura 6.9 – Deformação do 4º modo de vibração. ....	95
Figura 6.10 – Deslocamento horizontal dos pilares. ....	96
Figura 6.11 – Vista geral do modelo das madres treliçadas. ....	97
Figura 6.12 – Pormenores das madres do edifício. ....	97
Figura 6.13 - Envolvente de esforços axiais da madre 1. ....	99
Figura 6.14 – Deformação da madre 1, em milímetros. ....	101
Figura 6.15 – Alçado da madre 1. ....	101
Figura 6.16 - Vista geral do modelo de cálculo das asnas treliçadas. ....	102
Figura 6.17 - Cargas nodais do modelo de cálculo da Asna 1. ....	103
Figura 6.18 - Envolvente de esforços axiais nas cordas da Asna 1. ....	103
Figura 6.19 - Envolvente de esforços axiais nos montantes da Asna 1. ....	103
Figura 6.20 - Envolvente de esforços axiais nas diagonais da Asna 1. ....	104
Figura 6.21 – Verificações de segurança das cordas da Asna 1. ....	104
Figura 6.22 – Verificações de segurança da diagonal e montante mais solicitados da Asna 1. ....	104
Figura 6.23 – Rácios de dimensionamento dos elementos da Asna 1. ....	105
Figura 6.24 – Deformação da Asna 1, para estados limite de serviço, em mm. ....	105
Figura 6.25 - Secções dos elementos da Asna 1. ....	105
Figura 6.26 - Cargas nodais do modelo de cálculo da Asna 6. ....	106
Figura 6.27 - Envolvente de esforços axiais nas cordas da Asna 6. ....	107
Figura 6.28 – Envolvente de esforços de corte nas cordas da Asna 6. ....	107
Figura 6.29 – Envolvente de momentos fletores nas cordas da Asna 6. ....	107

Figura 6.30 - Envolvente de esforços axiais nos montantes da Asna 6. ....	107
Figura 6.31 - Envolvente de esforços axiais nas diagonais da Asna 6. ....	107
Figura 6.32 - Verificações de segurança das cordas da Asna 6. ....	108
Figura 6.33 - Verificações de segurança da diagonal e montante mais solicitados da Asna 6. ....	108
Figura 6.34 - Rácios de dimensionamento dos elementos da Asna 6. ....	109
Figura 6.35 - Deformação da Asna 6, para estados limite de serviço, em mm. ....	109
Figura 6.36 - Secções dos elementos da Asna 6. ....	109
Figura 6.37 - Modelo de cálculo da estrutura metálica da zona frontal do edifício. ....	110
Figura 6.38 - Planta cobertura frontal do edifício. ....	110
Figura 6.39 - Envolvente de momentos fletores das madres. ....	111
Figura 6.40 – Envolvente de esforços transversos das madres. ....	112
Figura 6.41 – Verificações de segurança da madre metálica. ....	112
Figura 6.42 - Deformação da madre para as condições de serviço. ....	113
Figura 6.43 – Rácios de dimensionamento das madres IPE 160. ....	113
Figura 6.44 – Ligação das madres IPE às vigas principais. ....	114
Figura 6.45 - Envolvente de esforços axiais nas vigas principais. ....	114
Figura 6.46 – Envolvente de esforços transversos nas vigas principais. ....	114
Figura 6.47 - Envolvente de momentos nas vigas principais. ....	115
Figura 6.48 – Travamento das vigas principais pelas madres IPE. ....	115
Figura 6.49 – Verificações de segurança da viga principal. ....	117
Figura 6.50 - Rácios de dimensionamento das vigas principais IPE 180. ....	117
Figura 6.51 - Deformação da viga para as condições de serviço. ....	118
Figura 6.52 - Asnas treliçadas da frente de loja. ....	118
Figura 6.53 – Envolvente de esforços axiais na Asna 11. ....	118
Figura 6.54 – Envolvente de momentos fletores em torno de Z, na Asna 11. ....	119
Figura 6.55 - Verificações de segurança das cordas da Asna 11. ....	119
Figura 6.56 - Verificações de segurança da diagonal e montante mais solicitados da Asna 11. ....	119

Figura 6.57 – Rácios de dimensionamento da Asna 11. ....	120
Figura 6.58 – Deformação da Asna 11 para condições de serviço. ....	120
Figura 6.59 – Travamento dos pilares pelas vigas e asnas. ....	121
Figura 6.60 - Envolvente de esforços axiais nos pilares. ....	121
Figura 6.61 - Envolvente de momentos fletores em torno de y nos pilares. ....	121
Figura 6.62 - Envolvente de momentos fletores em torno de z nos pilares. ....	122
Figura 6.63 - Verificações de segurança do pilar em análise. ....	123
Figura 6.64 - Rácios de dimensionamento dos pilares metálicos da frente de loja. ....	123
Figura 6.65 – Vigas de betão armado da estrutura, assinaladas a azul. ....	124
Figura 6.66 – Diagrama de momentos fletores da Viga 2.1. ....	125
Figura 6.67 – Diagrama de esforço transversal na Viga V2.1. ....	125
Figura 6.68 – Diagrama de momentos torsores na Viga 2.1. ....	125
Figura 6.69 - Dimensionamento da armadura de flexão da Viga 2.1. ....	126
Figura 6.70 - Dimensionamento da armadura de corte da Viga 2.1. ....	126
Figura 6.71 - Dimensionamento da armadura de torção da Viga 2.1. ....	127
Figura 6.72 – Pormenor da secção transversal da Viga 2.1. ....	128
Figura 6.73 - Diagrama de momentos fletores na Viga 2.1 para Estados Limite de Serviço. ....	128
Figura 6.74 – Verificação de segurança da Viga 2.1 à fendilhação. ....	128
Figura 6.75 – Deformação da Viga 2.1 para Estados Limite de Serviço. ....	129
Figura 6.76 – Planta estrutural da laje LM1.1. ....	130
Figura 6.77 – Momentos fletores na direção XX, na face superior da laje LM1.1. ....	130
Figura 6.78 - Momentos fletores na direção YY, na face superior da Laje LM1.1. ....	131
Figura 6.79 - Momentos fletores na direção XX, na face inferior da Laje LM1.1. ....	131
Figura 6.80 - Momentos fletores na direção YY, na face inferior da Laje LM1.1. ....	131
Figura 6.81 – Dimensionamento da armadura geral da laje LM1.1. ....	132
Figura 6.82 – Zonas da face superior onde é necessária armadura de reforço na direção XX. ....	132
Figura 6.83 - Zonas da face superior onde é necessária armadura de reforço na direção YY. ....	132



Figura 6.84 - Zonas da face inferior onde é necessária armadura de reforço na direção XX. ....	133
Figura 6.85 – Dimensionamento da armadura de reforço na direção XX, na face superior da laje LM1.1. .....	133
Figura 6.86 – Esforços transversos na laje LM1.1. ....	134
Figura 6.87 – Zonas com esforço transverso atuante superior ao resistente. ....	135
Figura 6.88 - Dimensionamento da armadura de corte da Laje LM1.1. ....	135
Figura 6.89 – Pormenor da armadura de esforço transverso. ....	136
Figura 6.90 – Deformação elástica da Laje LM1.1, em mm. ....	136
Figura 6.91 – Deformação da viga alta do piso técnico. ....	137
Figura 6.92 - Verificação de segurança da Viga 2.1 à fendilhação. ....	137
Figura 6.93 – Condição de sapata rígida e flexível. [23].....	138
Figura 6.94 – Esquema de tensões em sapatas sujeitas a flexão desviada. ....	139
Figura 6.95 – Ábaco para determinação das tensões máximas em sapatas retangulares rígidas com dupla excentricidade.[23] .....	140
Figura 6.96 – Esforços atuantes na Sapata SP40. ....	141
Figura 6.97 – Dados introduzidos para o dimensionamento da sapata SP40. ....	141
Figura 6.98 – Dimensionamento geotécnico da sapata SP40. ....	141
Figura 6.99 – Dimensionamento estrutural da sapata SP40. ....	142
Figura 6.100 – Verificação de segurança e solução final da sapata SP40. ....	142
Figura 7.1 - Quadro de materiais. ....	144
Figura 7.2 - Espetro de cálculo. ....	147
Figura 7.3 – Vista global do modelo de cálculo. ....	149
Figura 7.4 – Vista inferior do modelo de cálculo. ....	149
Figura 7.5 – Vista interior do modelo de cálculo. ....	150
Figura 7.6 – Ação das restantes cargas permanentes.....	150
Figura 7.7 – Ação da água numa metade do reservatório. ....	150
Figura 7.8 – Ação da água noutra metade do reservatório. ....	151
Figura 7.9 – Ação do impulso das terras. ....	151

Figura 7.10 – Ação das sobrecargas de pavimento e cobertura. ....	151
Figura 7.11 – Ação da sobrecarga das terras. ....	152
Figura 7.12 – Ação da temperatura 1. ....	152
Figura 7.13 – Ação da temperatura 2. ....	152
Figura 7.14 – Ação da retração. ....	153
Figura 7.15 – Esforço de tração nas paredes exteriores com meio depósito cheio. ....	154
Figura 7.16 – Trações nas paredes laterais com o depósito totalmente cheio. ....	154
Figura 7.17 – Solicitação provocada pela ação do terreno, com o depósito vazio. ....	155
Figura 7.18 – Tensões de tração devidas ao efeito da retração. ....	156
Figura 7.19 - Diagramas de momentos fletores da face superior na laje de fundo (E.L.U.). ....	157
Figura 7.20 - Diagramas de esforços de tração na laje de fundo (E.L.U.). ....	157
Figura 7.21 – Capacidade resistente da secção com armadura geral. ....	158
Figura 7.22 – Verificação de segurança da face superior da laje de fundo (E.L.U.). ....	159
Figura 7.23 - Diagramas de momentos fletores da face inferior na laje de fundo (E.L.U.). ....	159
Figura 7.24 – Zonas onde o momento fletor resistente da armadura geral é excedido. ....	160
Figura 7.25 - Verificação de segurança da face inferior da laje de fundo (E.L.U.). ....	161
Figura 7.26 - Verificação de segurança da face inferior da laje de fundo nas zonas reforçadas (E.L.U.). ....	162
Figura 7.27 – Esforços de corte na laje de fundação. ....	162
Figura 7.28 – Verificação ao corte da laje de fundação. ....	163
Figura 7.29 – Diagramas de momentos fletores na laje de fundo (E.L.S.). ....	164
Figura 7.30 – Diagramas de esforços de tração na laje de fundo (E.L.S.). ....	164
Figura 7.31 - Verificação de segurança da face superior da laje de fundo (E.L.S.). ....	165
Figura 7.32 - Diagramas de momentos fletores da face inferior na laje de fundo (E.L.S.). ....	165
Figura 7.33 - Verificação de segurança da face inferior da laje de fundo (E.L.S.). ....	166
Figura 7.34 - Verificação de segurança da face inferior da laje de fundo nas zonas reforçadas (E.L.S.). ....	167
Figura 7.35 – Deformação da laje de fundação. ....	167
Figura 7.36 – Reação do solo para as envolventes de combinações. ....	168

Figura 7.37 – Tensões de tração devidas ao efeito da retração. ....	169
Figura 7.38 - Diagramas de momentos fletores da face exterior da parede (E.L.U.). ....	170
Figura 7.39 - Diagramas de esforços de tração na parede (E.L.U.). ....	170
Figura 7.40 - Capacidade resistente da secção com armadura geral.....	171
Figura 7.41 - Zonas onde o momento fletor resistente da armadura geral é excedido.....	171
Figura 7.42 - Diagramas de momentos fletores da face interior da parede (E.L.U.). ....	172
Figura 7.43 - Verificação de segurança da armadura horizontal da face exterior da parede (E.L.U.). ....	173
Figura 7.44 - Verificação de segurança da armadura vertical da face exterior da parede (E.L.U.).....	174
Figura 7.45 - Verificação de segurança da armadura horizontal de reforço da face exterior da parede (E.L.U.).....	175
Figura 7.46 - Verificação de segurança da armadura vertical de reforço da face exterior da parede (E.L.U.).....	176
Figura 7.47 – Esforços de corte na parede exterior.....	176
Figura 7.48 - Verificação ao corte da laje de fundação.....	177
Figura 7.49 - Diagramas de momentos fletores da face exterior da parede (E.L.S.). ....	177
Figura 7.50 - Diagramas de esforços de tração na parede (E.L.S.). ....	178
Figura 7.51 - Diagramas de momentos fletores da face interior da parede (E.L.S.).....	178
Figura 7.52 - Verificação de segurança da armadura horizontal da parede (E.L.S.).....	179
Figura 7.53 - Verificação de segurança da armadura vertical da parede (E.L.S.). ....	180
Figura 7.54 - Verificação de segurança da armadura horizontal de reforço da parede (E.L.S.). ....	181
Figura 7.55 - Verificação de segurança da armadura vertical de reforço da parede (E.L.S.).....	182
Figura 7.56 - Deformação da parede exterior. ....	183

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Coeficientes parciais para ações. [19] .....	14
Tabela 3.2 – Coeficientes parciais para parâmetros do terreno. [19].....	14
Tabela 3.3 – Valores da extensão $\epsilon_{cs1}$ . [9].....	16
Tabela 3.4 – Valores do coeficiente $\eta$ . [9] .....	16
Tabela 3.5 – Valores do coeficiente $\lambda$ . [9].....	17
Tabela 3.6 - Coeficientes de pressão $\delta_{pe}$ para paredes. [8] .....	20
Tabela 3.7 - Coeficientes de pressão $\delta_{pe}$ para coberturas de duas vertentes. [8].....	20
Tabela 3.8 - Coeficientes de pressão $\delta_{pe}$ para coberturas de uma vertente. [8].....	21
Tabela 3.9 - Coeficientes de pressão $\delta_{pe}$ para coberturas cilíndricas com diretriz circular, elíptica ou parabólica. [8] .....	21
Tabela 3.10 - Coeficientes de pressão $\delta_{pe}$ para coberturas múltiplas de duas vertentes. [8] .....	22
Tabela 3.11 – Classes de importância para os edifícios. [20].....	28
Tabela 3.12 - Coeficientes de importância $\gamma_I$ . [20] .....	29
Tabela 3.13 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas. [20].....	30
Tabela 3.14 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para ação sísmica Tipo 1. [20] ....	31
Tabela 3.15 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para ação sísmica Tipo 2. [20] ....	31
Tabela 3.16 - Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura. [20] ...	32
Tabela 3.17 - Valores de $\varphi$ para calcular $\psi_{Ei}$ . [20] .....	35
Tabela 3.18 – Variações da temperatura. [8] .....	38
Tabela 3.19 – Valores a considerar na verificação da segurança aos estados limite de utilização. ....	42
Tabela 3.20 - Valores recomendados para os coeficientes $\psi$ para edifícios, segundo o R.S.A. ....	42
Tabela 3.21 - Valores dos coeficientes $\psi$ para sobrecargas. [8] .....	43

Tabela 3.22 – Características mecânicas do betão. ....	46
Tabela 3.23 - Propriedades das Armaduras. [17].....	47
Tabela 3.24 – Valores nominais da tensão de cedência $f_y$ e da tensão de rotura à tração $f_u$ dos aços maciços correntes, segundo EN10025-2. [18].....	50
Tabela 4.1 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura.[18] .....	55
Tabela 4.2 – Valores de $N_{Rk}$ , $M_{i,Rk}$ e $\Delta M_{i,Ed}$ . [18] .....	60
Tabela 4.3 - Coeficientes $C_1$ e $C_3$ para vigas com momentos de extremidade. [26].....	61
Tabela 4.4 - Coeficientes $C_1$ , $C_2$ e $C_3$ para vigas com cargas transversais. [26].....	61
Tabela 4.5 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura.[18] .....	62
Tabela 4.6 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais.[18] .....	62
Tabela 4.7 – Fatores de interação $k_{ij}$ . [26] .....	62
Tabela 4.8 –Coeficientes de momento uniforme equivalente $C_{mi,0}$ . [26] .....	64
Tabela 4.9 – Valores de cálculo. ....	78
Tabela 4.10 – Valores recomendados para a largura de fendas ( $W_k$ ). [17].....	78
Tabela 4.11 – Valores básicos da relação $l/d$ . [17].....	79
Tabela 6.1 – Combinações de ações.....	92
Tabela 6.2 – Cargas nodais introduzidas no modelo de cálculo. ....	98
Tabela 6.3 - Verificação de segurança da corda superior da madre 1. ....	99
Tabela 6.4 – Verificações de segurança da corda inferior da madre 1. ....	100
Tabela 6.5 – Verificação de segurança das diagonais da madre 1. ....	100
Tabela 6.6 – Verificação da madre 1 para estados limite de utilização. ....	101
Tabela 6.7 – Propriedades mecânicas e geométricas do perfil IPE 160.....	112
Tabela 6.8 - Propriedades mecânicas e geométricas do perfil IPE 180.....	116
Tabela 6.9 –Coeficientes e parâmetros para o cálculo de $M_{cr}$ . ....	116
Tabela 6.10 - Propriedades mecânicas e geométricas do perfil tubular TQ200x200x5. ....	122
Tabela 7.1 – Combinações de ações do modelo de cálculo do reservatório. ....	148

## GLOSSÁRIO

### Letras latinas

$A_{c,eff}$	área da secção efetiva de betão tracionado;
$A_{eff}$	área efetiva da secção transversal;
$A_f$	área bruta do banzo tracionado;
$A_{f,net}$	área útil do banzo tracionado;
$a_g$	aceleração à superfície do terreno;
$a_{gR}$	valor de referência da aceleração máxima à superfície;
$A_{sl}$	área da armadura tracionada;
$A_{sw}$	área da secção transversal das armaduras de esforço transverso;
$A_v$	área resistente ao esforço transverso;
$C_1; C_2; C_3$	coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos e das condições de apoio;
$d_r$	valor de cálculo do deslocamento entre pisos ( <i>drift</i> );
$E$	módulo de elasticidade;
$E_{cm}$	módulo de elasticidade secante do betão;
$E_s$	módulo de deformabilidade do solo;
$f_c$	resistência à compressão;
$f_{ctm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à tração;
$f_{cm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão;
$f_{ct}$	resistência à tração;
$f_u$	tensão última à tração;
$f_y$	tensão de cedência;
$f_{ywd}$	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;

## GLOSSÁRIO

$f_{ywd,ef}$	valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento;
$K_0$	coeficiente de impulso em repouso;
$k_1$	coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes;
$k_2$	coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões;
$k_w$	coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes;
$k_{yy}; k_{yz}$	fatores de interação;
$K_z$ e $k_w$	fatores de comprimentos efetivo dependentes das condições de apoio nas extremidades;
$k_{zy}; k_{zz}$	fatores de interação;
$L$	comprimento de encurvadura do elemento;
$M_{c,Rd}$	valor do momento fletor resistente;
$M_{N,Rd}$	momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço axial;
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido;
$N_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme;
$N_{cr}$	carga crítica de Euler;
$N_{Ed}$	valor de cálculo do esforço axial;
$N_{t,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente de tração;
$q$	coeficiente de comportamento;
$R_d$	valor de cálculo das resistências;
$S_d$	valor de cálculo das ações;
$S_k$	valor característico da ação da neve;
$S_{ok}$	valor característico da carga da neve ao nível do solo;
$s_r$	espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento;
$S_{r,máx}$	distância máxima entre fendas;
$T_{Ed}$	valor de cálculo do momento torsor;
$t_{ef,i}$	espessura eficaz da parede;
$T_{Rd,c}$	momento torsor de fendilhação;



$T_{Rd,máx}$	valor de cálculo do momento torsor resistente;
$u_i$	perímetro de controlo considerado;
$u_k$	perímetro da área $A_k$ ;
$V_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente;
$V_{Ed}$	valor de cálculo do esforço transversal;
$V_{Rd,c}$	esforço transversal resistente pela secção de betão;
$W_{eff,min}$	módulo elástico de flexão da secção efetiva reduzida;
$W_{el,min}$	módulo elástico de flexão mínimo;
$W_k$	pressão dinâmica do vento;
$W_{pl}$	módulo plástico de flexão;
$W_{pl,y}$	módulo de flexão plástico, em torno de $y$ ;

### Letras gregas

$\Delta M_{y,Ed}$	acréscimo de momentos fletores devidos à variação do centro de gravidade em secções de classe 4, em torno de $y$ ;
$\Delta M_{z,Ed}$	acréscimo de momentos fletores devidos à variação do centro de gravidade em secções de classe 4, em torno de $z$ ;
$\Delta V_{Ed}$	reação vertical útil no interior do perímetro de controlo considerado;
$\mu$	coeficiente que depende da forma da superfície sobre a qual se deposita a neve;
$\alpha$ e $\beta$	parâmetros dependentes da forma da secção;
$\alpha$	ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga;
$\alpha_{cw}$	coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;
$\alpha_{LT}$	fator de imperfeição que depende da curva de encurvadura;
$\beta$	fator de agravamento da resultante do esforço de punção;
$\delta$	relação entre o momento após a redistribuição e o momento fletor elástico;
$\delta_p$	coeficiente de pressão;
$\delta_{pe}$	coeficiente de pressão exterior;
$\delta_{pi}$	coeficiente de pressão interior;
$\varepsilon$	deformação elástica longitudinal;

## GLOSSÁRIO

$\varepsilon_{cd,0}$	extensão de retração por secagem de referência;
$\varepsilon_{cm}$	extensão média no betão entre fendas;
$\varepsilon_{sm}$	extensão média da armadura para a combinação de ações considerada;
$\rho$	taxa de armadura de tração necessária a meio vão;
$\rho'$	taxa de armadura de compressão necessária a meio vão;
$\rho_0$	taxa de armaduras de referência;
$\sigma_{h0}$	tensão horizontal de repouso;
$\sigma_s$	tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada;
$\sigma_v$	tensão vertical de repouso;
$\tau_{t,i}$	tensão tangencial de torção;
$\gamma_I$	coeficiente de importância da estrutura;
$\gamma_{M1,2,3}$	coeficientes parciais de segurança;
$\nu_s$	coeficiente de Poisson;
$\phi'_d$	valor de cálculo do ângulo de atrito interno do terreno;
$\chi_{LT}$	coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;
$\chi_y$ e $\chi_z$	coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;

## ABREVIATURAS

EC0	Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas;
EC1	Eurocódigo 1: Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais;
EC2	Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão armado. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
EC3	Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
EC7	Eurocódigo 7: Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais;
EC8	Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1-1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
E.L.U.	Estado limite último;
E.L.S.	Estado limite de serviço;
R.S.A.	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes;
R.E.B.A.P.	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
Robot™	Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional;
AutoCAD®	Autodesk® AutoCAD®



# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 ENQUADRAMENTO DO ESTÁGIO

O presente documento tem como finalidade apresentar o estágio curricular inserido na Unidade Curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio) do ciclo de estudos do Mestrado em Engenharia Civil, ramo de estruturas.

A realização do estágio permite aplicar os conceitos teóricos apreendidos ao longo do ciclo de estudos no Ensino Superior, bem como aprender novas formas de trabalhar e desenvolver competências de cooperação em equipa e metodologias de trabalho próprias.

Este estágio possibilitou, entre outras valências, adquirir competências também ao nível pessoal e da relação profissional com os demais envolvidos na profissão, através da interação com a equipa de projeto da empresa bem como entidades externas.

O relatório apresentado descreve alguns dos projetos desenvolvidos durante o período de estágio, cujo principal objetivo passou pela estreita colaboração com uma equipa de projeto ligada ao ramo de estruturas, durante todas as fases de elaboração do mesmo.

### 1.2 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

Criada em 2005, a CCAD - Serviços de Engenharia, LDA, é uma empresa ligada ao ramo da engenharia de estruturas, onde presta diversos tipos de serviços como peritagens, pareceres técnicos e principalmente a realização de projetos de estabilidade.



Figura 1.1 – Logótipo da empresa.

## CAPÍTULO 1

Com uma equipa de colaboradores com grande sabedoria e experiência, possui vasto portfólio e um elevado conhecimento e domínio dos temas predominantes na área de engenharia estrutural, onde se destacam as mais de 100 obras de arte já projetadas. A empresa realiza também projetos de edifícios de habitação e comércio, educação, ETAR's, estruturas de contenção, reforço e reabilitação, demonstrando assim uma grande versatilidade.

Na Figura 1.2 até à Figura 1.5 encontram-se apresentados alguns projetos elaborados anteriormente pela empresa.



Figura 1.2 – Atlântico Hotel, Angola. [6]



Figura 1.3 – Ponte sobre o Rio Keve, Angola. [6]



Figura 1.4 – Mechnikova, Kiev. [6]



Figura 1.5 – Continente Bom Dia, Matosinhos. [6]

A CCAD oferece projetos com soluções estruturais em betão armado, pré-esforçado, estruturas metálicas, procurando em todas elas satisfazer as exigências dos clientes e apresentar projetos de excelência.

A sua área de negócio não se limita ao território continental, tendo já elaborado diversos projetos em países como Angola, Moçambique, Argélia, Macau e Ucrânia.

### 1.3 TRABALHO DESENVOLVIDO DURANTE O ESTÁGIO

Durante o tempo do estágio existiu a oportunidade de elaborar e colaborar em diversos projetos de estruturas de betão armado e metálicas, sempre em estreita ligação com todos os colaboradores da empresa. O trabalho desenvolvido consistiu, mais concretamente, na elaboração de um projeto de estabilidade de uma superfície comercial Continente Bom Dia, bem como a colaboração em vários outros,

quer na parte de dimensionamento quer na parte de modelação e análise estrutural. Dos vários projetos em que houve colaboração destacam-se os seguintes:

- **Continente Bom Dia, Guarda:**
  - Projeto estrutural
- **Continente Bom Dia, Buarcos:**
  - Laje piso corpo técnico (dimensionamento e pormenorização);
  - Vigas betão armado (dimensionamento e pormenorização);
  - Laje escadas (dimensionamento e pormenorização);
  - Paredes de contenção (dimensionamento e pormenorização);
- **Pavilhão do Mercado Abastecedor da Região de Lisboa:**
  - Lajes corpo técnico (dimensionamento e pormenorização);
  - Vigas betão armado (dimensionamento e pormenorização);
- **Faculdade de Economia, Cabinda:**
  - Vigas betão armado (dimensionamento e pormenorização);
- **Edifício H das Nações Unidas, Genebra:**
  - Escadas (modelação numérica e análise de vibrações);
- **Levantamento Coberturas Continente:**
  - Aveiro; Loures; Gaia; Seixal; Amadora; Viana do Castelo; Santarém; Vila Real (modelação numérica e verificação de segurança);
- **Stand/Oficina Jaguar:**
  - Vigas (dimensionamento e pormenorização);
  - Laje escadas (dimensionamento e pormenorização);
  - Escadas metálicas (modelação numérica, dimensionamento e pormenorização);
  - Paredes (dimensionamento e pormenorização);
- **Reservatório Água, Francelos:**
  - Projeto estrutural.

No capítulo seguinte serão apresentados e descritos os projetos da superfície comercial “Continente Bom Dia” da Guarda, bem como o do Reservatório de Água em betão armado, localizado em Francelos.



## 1.4 ESTRUTURA DO RELATÓRIO

O presente relatório será estruturado em 8 capítulos principais, sendo que os 7 restantes correspondem aos seguintes: Apresentação dos Projetos, Bases para o Projeto, Verificações de Segurança, *Software* Utilizado, Projeto - Continente Bom Dia, Guarda, Projeto – Reservatório Água, Francelos, Considerações Finais, Referências Bibliográficas.

No capítulo 2 serão apresentados os projetos realizados durante o período de estágio e que posteriormente, neste relatório, serão abordados de forma mais extensiva.

No capítulo 3 serão abordadas as bases para o dimensionamento das estruturas, mais concretamente a regulamentação existente, as ações e estados limites considerados, bem como uma descrição dos materiais estruturais.

O capítulo 4 será direcionado para as regras de dimensionamento e verificação de segurança de elementos de betão armado e metálicos, de acordo com as normas em vigor.

No capítulo 5 faz-se uma breve abordagem aos diversos *softwares* utilizados durante o estágio, para o dimensionamento e análise das diversas estruturas e secções transversais.

No capítulo 6 é apresentado o projeto de estruturas do Continente Bom Dia, localizado na Guarda, onde se explicitam algumas considerações estruturais, bem como o procedimento de cálculo utilizado para o dimensionamento dos diversos elementos estruturais.

No capítulo 7 é exposto o projeto de estruturas do Reservatório de Água, onde são abordados alguns aspetos técnicos e é explicitado o procedimento de cálculo utilizado para o dimensionamento dos diversos elementos estruturais.

Por último, no capítulo 8 serão feitas algumas considerações acerca de todo o processo desenvolvido ao longo do estágio e abordar-se-ão algumas sugestões para futuros trabalhos.



## CAPÍTULO 2

### APRESENTAÇÃO DOS PROJETOS

#### 2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo será feita uma breve apresentação geral dos projetos sobre os quais vão incidir os capítulos 6 e 7 deste relatório. Tratam-se de dois edifícios muito distintos e com utilizações díspares, sendo um direcionado para venda ao público e com uma área considerável, enquanto que o outro se trata de um edifício de serviço público, nomeadamente para o abastecimento de água a uma população. Mais concretamente trata-se de uma superfície comercial Continente Bom Dia e de um Reservatório de Água, situados na Guarda e Francelos, respetivamente, e serão apresentados nos seguintes subcapítulos.

#### 2.2 CONTINENTE BOM DIA, GUARDA

O nome “Continente” está há muito entrosado na sociedade portuguesa por se tratar de uma cadeia de hipermercados pertencente ao grupo SONAE, que inaugurou a 1ª superfície comercial em 1985, em Matosinhos. Desde então que a marca Continente tem marcado a indústria da venda a retalho estando presente por todo o país e ilhas, através de diversos formatos: Continente (hipermercado), Continente Modelo (supermercado) e mais recentemente Continente Bom Dia (supermercado de conveniência).

O conceito de Continente Bom Dia passou pela criação de uma superfície comercial com dimensões reduzidas, face ao conceito inicial do Continente, estratégia seguida pela SONAE desde há uns anos.

O edifício em questão é composto maioritariamente por uma zona de venda ao público e respetivas zonas de armazenamento e escritórios, tendo ainda dentro do edifício uma zona de cafetaria e esplanada, bem como uma loja “Well’s Saúde”. A área de estacionamento encontra-se ao ar livre numa zona adjacente à loja e conta com 80 lugares.

No que a áreas diz respeito, e a nível de implantação possui cerca de 4850m<sup>2</sup>, sendo que 2200m<sup>2</sup> (≈47x47m) são referentes à zona de estacionamento e 2650m<sup>2</sup> (≈67x40m) dizem respeito à zona de loja e áreas técnicas.

No interior do edifício existe, na zona traseira, um mezanino com zona de balneários e escritórios, com uma área de 198m<sup>2</sup>.

Na Figura 2.1 encontra-se uma planta do edifício com o zonamento do edifício, de acordo com o referido previamente.

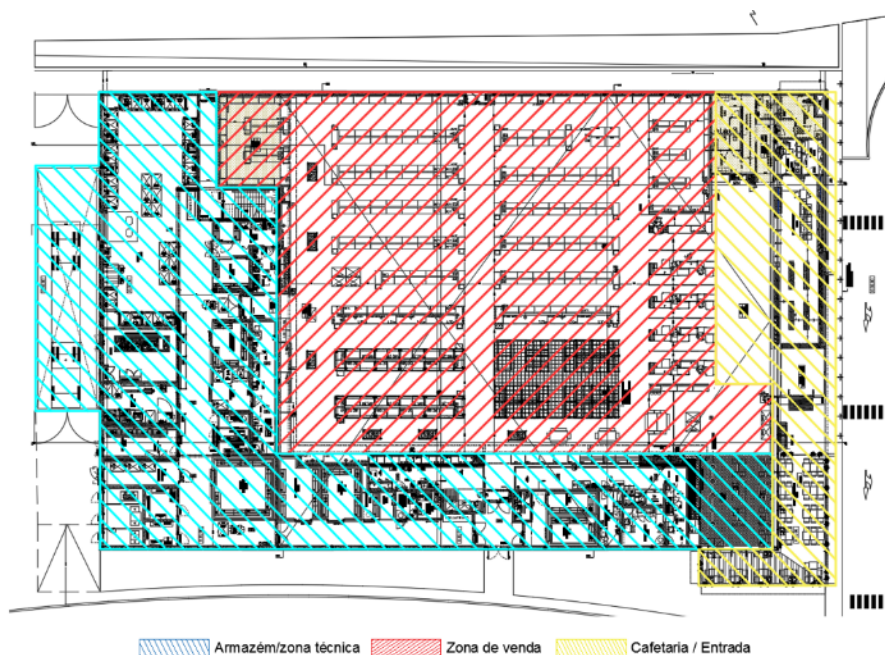


Figura 2.1 – Zonamento do edifício.

A loja tem um pé direito livre de 4,61 m na zona mais alta, e 3,55m na zona mais baixa, sendo esta cobertura composta por 3 pendentes, com 4% de inclinação cada uma. Na Figura 2.2 e Figura 2.3 encontram-se dois cortes perpendiculares entre si, do interior do edifício.

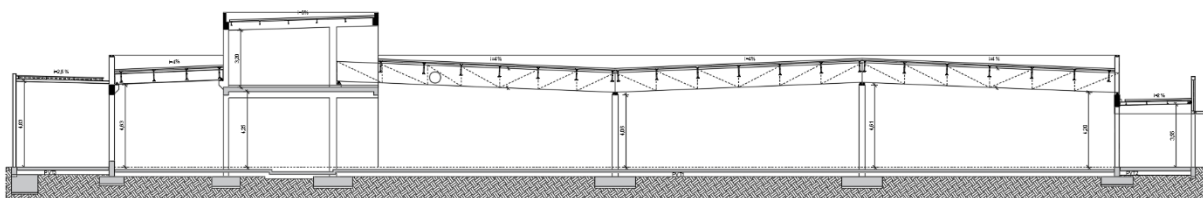


Figura 2.2 – Corte longitudinal do Continente Bom Dia da Guarda.

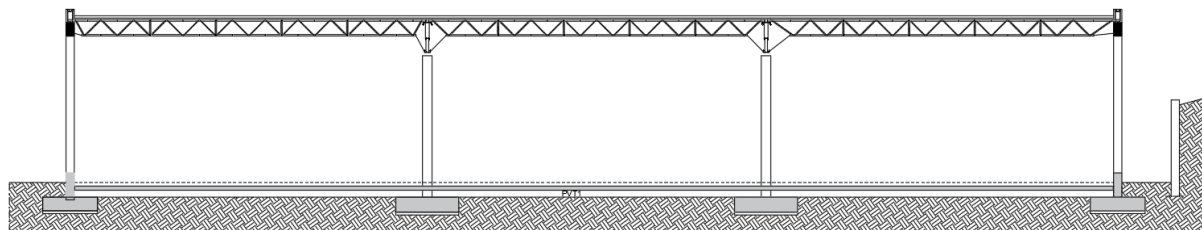


Figura 2.3 – Corte transversal do Continente Bom Dia da Guarda.

## 2.3 RESERVATÓRIO DE ÁGUA, FRANCELOS

O presente reservatório será construído no âmbito do plano de abastecimento de água ao concelho de Vila Nova de Gaia. Este será localizado em Francelos com uma área de implantação de sensivelmente 252m<sup>2</sup>, com a particularidade de ser enterrado em quase toda a sua totalidade.

O reservatório é composto por uma câmara circular destinada exclusivamente à zona de bombagem e câmara de manobras, existindo uma zona anexa a esta, com geometria retangular, que serve de entrada para o reservatório. No interior da câmara circular está prevista uma parede divisória que permitirá armazenar água apenas numa metade do reservatório, consoante as necessidades de abastecimento e manutenção. O reservatório terá uma altura de 6,74 metros, com capacidade máxima de aproximadamente 787m<sup>3</sup> de água. Na Figura 2.4 e na Figura 2.5, são apresentados desenhos esquemáticos em corte e planta, respetivamente.

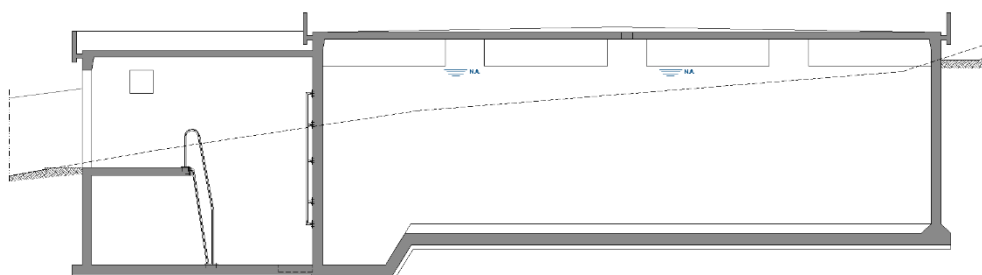


Figura 2.4 – Corte do Reservatório de Francelos.

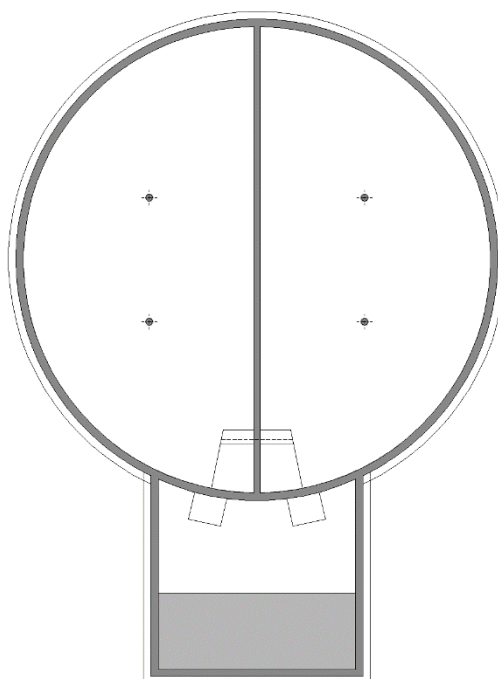


Figura 2.5 – Planta do Reservatório de Francelos.



## CAPÍTULO 3

### BASES PARA O PROJETO

#### 3.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo serão explorados temas que sustentam o dimensionamento estrutural dos diversos projetos desenvolvidos. Concretamente, far-se-á uma abordagem a temas como a regulamentação específica, as diversas ações de cálculo a considerar bem como o seu enquadramento normativo, os estados limite utilizados nas verificações de segurança e ainda uma breve descrição de algumas das principais propriedades dos materiais estruturais, nomeadamente o betão e o aço.

#### 3.2 REGULAMENTAÇÃO

No que concerne à regulamentação utilizada na elaboração dos projetos mencionados no capítulo anterior, foram seguidas as normas Portuguesas e europeias em vigor. Estas normas e regulamentos foram a base para a determinação de ações e combinações a utilizar, bem como para o dimensionamento e análise estrutural.

A regulamentação aplicável consultada foi a seguinte:

- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.);
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P.);
- NP EN 1990, 2009 – Eurocódigo 0: Bases para o Projeto de Estruturas;
- NP EN 1991-1-1, 2009 – Eurocódigo 1: Ações em Estruturas;
- NP EN 1992-1-1, 2010 – Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Armado;
- NP EN 1993-1-1, 2010 – Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço;
- NP EN 1997-1, 2010 – Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico;
- NP EN 1998-1, 2010 – Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos.
- NP EN 206-1:2007 – Betão: Especificação, desempenho, produção e conformidade

### 3.3 AÇÕES

Neste capítulo serão abordadas as diversas ações consideradas no processo de dimensionamento das estruturas. Estas foram determinadas e adotadas de acordo com o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.) e com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P.), uma vez que se trata da legislação vigente em Portugal. Exceção feita apenas para a ação sísmica, que foi determinada de acordo com o Eurocódigo 8, por se tratar de uma clara evolução face ao regulamento vigente.

As ações em estruturas podem ser classificadas de acordo com a sua origem, variação no tempo, variação no espaço e natureza.

#### **Origem:**

- Diretas: peso próprio, revestimentos, sobrecargas de utilização;
- Indiretas: assentamentos de apoios, variações de temperatura, ação sísmica.

#### **Variação no tempo:**

- Ações Permanentes (G): são ações que possuem valores praticamente constantes ao longo do período de vida da estrutura. Como exemplos temos: peso próprio da estrutura, de equipamentos, impulsos de terras, etc.;
- Ações Variáveis (Q): ações que veem a sua intensidade variar de forma considerável ao longo do período de vida da estrutura. Como exemplos temos: sobrecargas nos pavimentos, coberturas, ação do vento, ação da neve;
- Ações Acidentais (A): ações cuja duração é bastante reduzida e com baixa probabilidade de ocorrência. Como exemplos temos: explosões ou choque de veículos, ação sísmica.

#### **Variação no Espaço:**

- Ações Fixas;
- Ações Livres.

#### **Natureza:**

- Estáticas: peso de equipamentos estáticos;
- Dinâmicas: são ações que devido à variabilidade no tempo ou espaço, introduzem acelerações não desprezáveis na estrutura, provocando assim um agravamento dos esforços. Como exemplos temos: peso de carros a passar no tabuleiro de uma ponte.



### 3.3.1 Ações permanentes

As cargas permanentes consideradas nos projetos a abordar nos capítulos 6 e 7, foram as seguintes:

- Peso Próprio da Estrutura;
- Restantes Cargas Permanentes;
- Peso das Alvenarias;
- Peso de Equipamentos;
- Impulso de Terras;
- Impulso Hidrostático;
- Retração.

#### 3.3.1.1 Impulso de terras

As pressões provocadas pelo impulso das terras devem ser calculadas a partir do estado de tensão em repouso, uma vez que não existe movimento relativo entre a estrutura e o terreno. Para tal, é necessário determinar o valor do coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ), sendo que de acordo com o ponto 9.5.2(3) do EC7 este pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$K_0 = (1 - \sin \phi'_d) \times \sqrt{OCR} \quad (3.1)$$

em que:

$\phi'_d$  — valor de cálculo do ângulo de atrito interno do terreno;

OCR — grau de consolidação do solo, para solos normalmente consolidados assume o valor 1.

Para determinar a tensão horizontal de repouso provocada pelo terreno, que assume um diagrama triangular que aumenta conforme a altura de terras, pode recorrer-se à expressão seguinte:

$$\sigma_{h0} = K_0 \times \sigma_v \quad (3.2)$$

em que:

$\sigma_{h0}$  — tensão horizontal de repouso;

$K_0$  — coeficiente de impulso em repouso;

$\sigma_v$  — tensão vertical de repouso, dada por:

$$\sigma_{v0}(H) = \gamma \times H \quad (3.3)$$

em que:

$\gamma$  — peso volúmico do terreno;

$H$ — altura das terras.

Na determinação dos valores das ações e das propriedades dos materiais, o EC7 recomenda a utilização de coeficientes parciais de segurança, para os parâmetros de resistência do terreno ( $\gamma_M$ ) e para as ações atuantes ( $\gamma_F$ ). O EC7 disponibiliza dois conjuntos de coeficientes parciais respeitantes a duas combinações de ações, para verificação dos estados limites de rotura estrutural (STR) ou do terreno (GEO). Os coeficientes referidos anteriormente estão expressos na Tabela 3.1 e na Tabela 3.2.

Tabela 3.1 – Coeficientes parciais para ações. [19]

Ação $\gamma_F$		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Tabela 3.2 – Coeficientes parciais para parâmetros do terreno. [19]

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\psi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Para se realizarem as verificações aos estados limite acima mencionados é preciso conhecer determinadas características do terreno, como o seu peso volúmico ( $\gamma$ ) e o ângulo de atrito interno ( $\phi'_k$ ). Para tal pode-se recorrer às seguintes expressões:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \quad (3.4)$$

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \right) \quad (3.5)$$

A ação das terras é então representada por uma carga distribuída com evolução triangular, determinada a partir da equação seguinte:

$$\sigma = \gamma \times h \times K_0, \text{ em } kN/m^2 \quad (3.6)$$

### 3.3.1.2 Impulso hidrostático

Esta ação resulta da pressão exercida pelo líquido armazenado nas lajes de fundo e paredes, que deverá ser resistida por esses mesmos elementos. É assim fundamental conhecer o peso específico do referido líquido para que se consiga caracterizar da melhor forma o impulso provocado. Na análise deste tipo de ação em reservatórios é importante considerar várias situações de carga, consoante o número de compartimentações existentes. No caso de haver mais do que uma compartimentação, pode ser analisada a situação em que todos os compartimentos estão cheios, apenas um está cheio e os outros vazios, e ir alternando de forma a que se tenha a distribuição de cargas mais desfavorável. No caso de se tratar de um reservatório enterrado é também importante considerar uma situação com o depósito vazio, uma vez que a pressão da água contrapõe o efeito do impulso lateral do terreno e outra situação com o reservatório cheio sem aterro, de forma a simular a fase dos ensaios de estanquidade.

O cálculo do impulso exercido pelo líquido nas paredes laterais e laje de fundo é dado pela seguinte expressão:

$$I = \gamma \times h \quad (3.7)$$

em que:

$I$  — valor da pressão hidrostática, em kN/m<sup>2</sup>;

$\gamma$  — peso específico do líquido, em kN/m<sup>3</sup>;

$h$  — altura da coluna de líquido, em m.

### 3.3.1.3 Retração

A retração do betão é uma propriedade que pode levar à fendilhação e deformação dos elementos estruturais, pelo que se torna fundamental considerar esta ação aquando da verificação de segurança para estados limite de utilização. Esta é influenciada maioritariamente pela humidade ambiente, dimensões do elemento e pela composição do betão constituinte, sendo considerada um fenómeno de variação das dimensões do betão, desde o final da sua compactação até que se estabeleça um equilíbrio hidrotérmico com o ambiente.

O R.E.B.A.P., no Anexo I, considera um valor de referência da retração, que depende das condições higrométricas do ambiente, da consistência do betão fresco, da espessura fictícia do elemento e de uma expressão que varia em função do tempo. Esta expressão representa a evolução da retração com a idade do betão e pode ser determinada da seguinte forma:

$$\varepsilon_{cs}(t_1, t_0) = \varepsilon_{cso}[\beta_s(t_1) - \beta_s(t_0)] \quad (3.8)$$

em que:

$\varepsilon_{cs0}$  — valor de referência da retração;

$\theta_s(t_1), \theta_s(t_0)$  — coeficientes que exprimem o valor da retração com a idade  $t_1$  do betão, admitindo que a retração se iniciou à idade  $t_0$ .

O valor de referência da retração ( $\varepsilon_{cs0}$ ) pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_{cs1} \times \eta \quad (3.9)$$

em que:

$\varepsilon_{cs1}$  — valor da extensão, definido na Tabela 3.3;

$\eta$  — coeficiente que varia em função da espessura fictícia do elemento, definido na Tabela 3.4.

Tabela 3.3 – Valores da extensão  $\varepsilon_{cs1}$ . [9]

Humidade relativa do ambiente	$\varepsilon_{cs1} (10^{-6})$
Imersão em água	+100
Alta (90%)	-130
Média (70%)	-320
Baixa (40%)	-520

Os valores da extensão  $\varepsilon_{cs1}$  devem ser reduzidos em 25% para betões de consistência alta e aumentados em 25% para betões de consistência baixa.

Tabela 3.4 – Valores do coeficiente  $\eta$ . [9]

Espessura fictícia, $h_0$ (cm)	$\leq 5$	10	20	40	80	$\geq 160$
$\eta$	1,20	1,05	0,90	0,80	0,75	0,70

Os valores da espessura fictícia ( $h_0$ ) para a determinação do coeficiente  $\eta$ , são determinados de acordo com a seguinte expressão:

$$h_0 = \lambda \frac{2 A_c}{u} \quad (3.10)$$

em que:

$A_c$  — área da secção transversal do elemento;

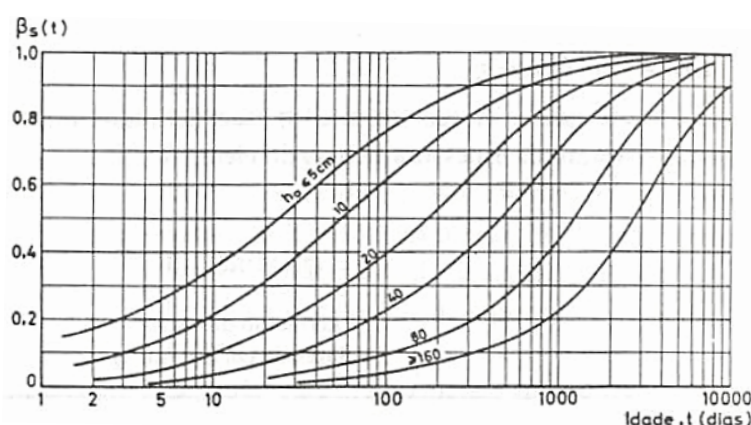
$u$  — parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente;

$\lambda$  — coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente e que toma os valores da Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Valores do coeficiente  $\lambda$ . [9]

Condição higrométrica do ambiente	$\lambda$
Imersão em água	30
Humidade relativa alta (90%)	5
Humidade relativa média (70%)	1,5
Humidade relativa baixa (40%)	1,0

A função  $\beta_s$ , que exprime a evolução da retração com a idade do betão, encontra-se representada na Figura 3.1.

Figura 3.1 – Função  $\beta_s$ . [9]

Importa também referir, que o R.E.B.A.P. através do Artigo 32.2 admite a simplificação desta ação, em casos correntes, permitindo que a retração seja simulada como um abaixamento lento e uniforme da temperatura de 15°C. Também nos casos em que a extensão de retração seja calculada de acordo com o Anexo I, o R.E.B.A.P. admite que em caso de necessidade de uma análise mais segura, se possa considerar uma variação dos valores de 20%.

Nos modelos de cálculo computacional, o efeito da retração do betão é simulado através de uma variação de temperatura. Sabendo que o betão apresenta um coeficiente de dilatação térmica ( $\alpha^T$ ) igual a  $1 \times 10^{-5}$ , o valor de variação de temperatura ( $\Delta T$ ) a adotar em cada elemento é dado por:

$$\varepsilon = \alpha^T \times \Delta T \quad (3.11)$$

Para o valor característico da ação, foram analisadas as tensões de tração nos elementos de betão de forma a determinar se é excedido o valor médio da tensão de rotura do betão à tração ( $f_{ctm}$ ). Nos casos em que  $f_{ctm}$  seja excedido, devem ser conjugados os efeitos da extensão nas armaduras que equilibram  $f_{ctm}$  com a extensão provocada pelas ações exteriores. Nas zonas em que  $f_{ctm}$  não é excedido, o efeito da retração não se conjuga com as restantes ações uma vez que o betão não chega a fendilhar.

### 3.3.2 Ações variáveis

As ações variáveis a considerar nos projetos elaborados foram as seguintes:

- Sobrecargas de pavimentos e coberturas;
- Ação do Vento;
- Ação da Neve;
- Ação sísmica;
- Temperatura.

#### 3.3.2.1 Ação do vento

A ação provocada pelo vento é especificada no R.S.A. que fornece orientações relativamente à sua determinação. Este tipo de ação deve ser considerado como ação variável fixa.

As ações do vento variam em função do tempo e atuam diretamente, sob a forma de pressões, nas superfícies exteriores dos edifícios e nas superfícies interiores de construções abertas. Nas construções fechadas também atuam sobre as superfícies interiores, embora indiretamente, sob a forma de sucções.

A ação do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões ou de forças, cujo efeito depende da dimensão, forma e das propriedades dinâmicas da estrutura. Segundo o R.S.A., os valores característicos da velocidade do vento correspondem a 0,95 da distribuição de probabilidade dos valores máximos em períodos de 50 anos, isto é, existe uma probabilidade anual de 0,05 (5%) de estes valores serem excedidos.

O R.S.A (artigo 20º), começa por dividir o território português em duas zonas, A e B:

- **Zona A:** generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B;
- **Zona B:** arquipélagos dos Açores e da Madeira, e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5km de largura ou altitude superior a 600 metros.

Depois de identificada a zona à qual pertence o edifício a analisar, é necessário quantificar a rugosidade dinâmica do solo, procurando assim quantificar a influência que os obstáculos e suas dimensões têm na ação do vento. Para tal, o R.S.A (artigo 21º) propõe dois tipos de rugosidades, I e II:

- **Rugosidade do tipo I:** locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte;
- **Rugosidade do tipo II:** restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas.

A quantificação da pressão dinâmica do vento ( $W_k$ ) é feita de acordo com o gráfico e tabela presentes no artigo 24º do R.S.A e apresentados na Figura 3.2. Esta quantificação é função da altura do edifício e do tipo de rugosidade do mesmo.

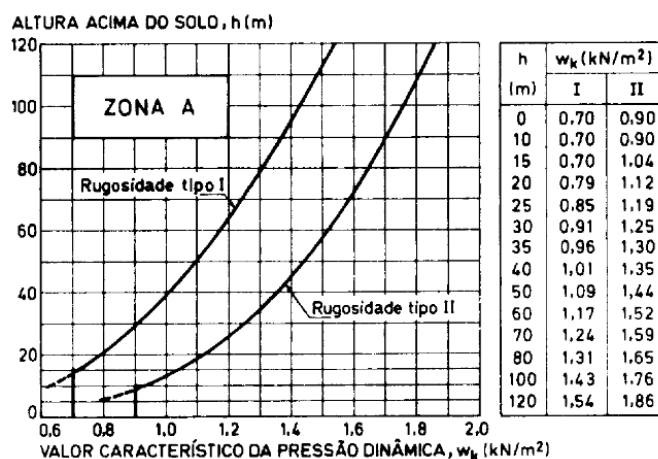


Figura 3.2 –Valor característico da pressão dinâmica,  $W_k$  ( $\text{kN/m}^2$ ).[8]

De referir que, para os edifícios pertencentes à zona B, os valores característicos da pressão dinâmica são quantificados tratando o edifício como pertencente à zona A e multiplicando esse valor por 1,2.

No Anexo I do R.S.A. é especificada a forma de cálculo dos coeficientes de forma, sendo estes divididos em dois grupos:

- **Coeficientes de pressão ( $\delta_p$ ):** dependem essencialmente da forma da construção da direção e sentido da atuação do vento. Existem dois tipos de coeficientes de pressão: interior ( $\delta_{pi}$ ) e exterior ( $\delta_{pe}$ );
- **Coeficientes de força ( $\delta_f$ ):** resultam da existência de aberturas na envolvente do edifício e dependem ainda da importância e distribuição das referidas aberturas, na envolvente do edifício.

Estes coeficientes são obtidos através dos quadros I-I a I-VI do Anexo I, a seguir apresentados.

Tabela 3.6 - Coeficientes de pressão  $\delta_{pe}$  para paredes. [8]

Relações geométricas do edifício (*)		Planta	Direcção do vento $\alpha$ (graus)	Acções globais sobre as superfícies				Acções locais na faixa referenciada na figura
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D	
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5	 -0,8
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,0
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,1
			90	-0,6	-0,6	+0,7	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,3	-0,7	-0,7	-1,1
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} > 6$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,8	-0,25	-0,8	-0,8	-1,2
			90	-0,8	-0,8	+0,8	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,4	-0,7	-0,7	-1,2
			90	-0,5	-0,5	+0,8	-0,1	

Tabela 3.7 - Coeficientes de pressão  $\delta_{pe}$  para coberturas de duas vertentes. [8]

Relações geométricas do edifício $h/b$	Inclinação da vertente $\beta$ (graus)	Acções globais				Acções locais							
		Direcção do vento											
		$\alpha = 0^\circ$		$\alpha = 90^\circ$									
		E, F	G, H	E, G	F, H	$L_1$	$L_2$	$L_3$	$L_4$				
$h/b \leq \frac{1}{2}$	0	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	-1,0				
	5	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2					
	10	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4	-1,4					
	20	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0							
	30	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8							
	45	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6								
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	0	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	-1,0				
	5	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5					
	10	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5					
	20	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5					
	30	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0							
	45	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8								
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	0	-0,7	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	-1,0				
	5	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5					
	10	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5					
	20	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5					
	30	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5							
	40	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0							
	50	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7								



Tabela 3.8 - Coeficientes de pressão  $\delta_{pe}$  para coberturas de uma vertente. [8]

$a > b; h < 2b$

Corte

Plantas

Inclinação da vertente $\beta$ (graus)	Acções globais										Acções locais				
	Direcção do vento, $\alpha$														
	$0^\circ$			$45^\circ$		$90^\circ$		$135^\circ$		$180^\circ$					
	E, F	G, H		E, F	G, H	E, G	F, H	E, F	G, H	E, F	G, H				
5 a 10	-1,0	-0,5	-1,0	-0,9	-1,0	-0,5	-0,9	-1,0	-0,5	-1,0	-2,0	-2,0	-1,5	-2,0	-1,5
15	-0,9	-0,5	-1,0	-0,7	-1,0	-0,5	-0,6	-1,0	-0,3	-1,0	-2,0	-1,8	-0,9	-1,8	-1,4
20	-0,8	-0,5	-1,0	-0,6	-0,9	-0,5	-0,5	-1,0	-0,2	-1,0	-2,0	-1,8		-1,8	-1,4
25	-0,7	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,3	-0,9	-0,1	-0,9	-2,0	-1,8			
30	-0,5	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,1	-0,6	0	-0,6	-2,0	-1,8			

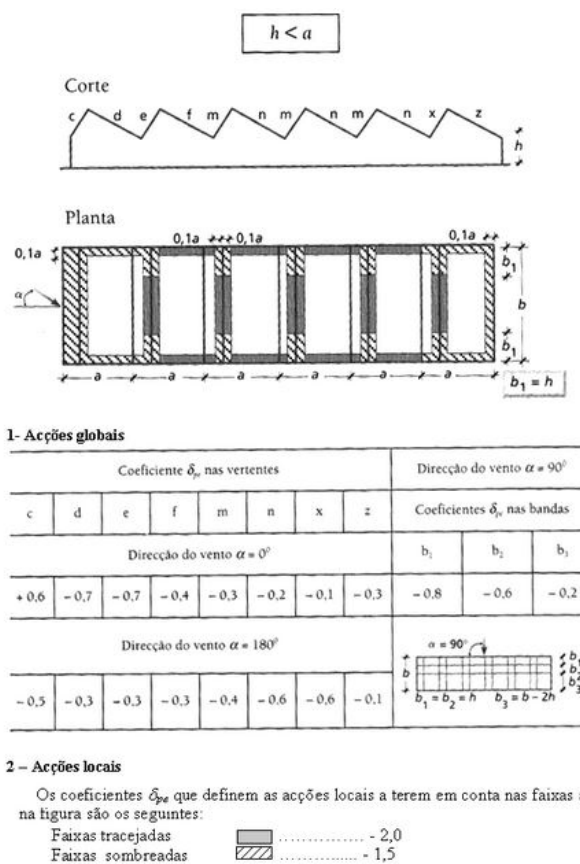
Tabela 3.9 - Coeficientes de pressão  $\delta_{pe}$  para coberturas cilíndricas com diretriz circular, elíptica ou parabólica. [8]

$a > b; h/b \geq 0,5$   
 $0,1 \leq h_1/b \leq 0,5$

Corte

Plantas

Abatimento $h_1/b$	Acções globais						Acções locais	
	Direcção do vento, $\alpha$							
	$0^\circ$			$90^\circ$				
	E, F	G, H	I, J	E, G, I	F, H, J	$L_1$	$L_2$	
0,1	-0,9	-0,8	-0,5	-0,8	-0,6	-1,6	-1,8	
0,2	-0,9 ou 0(*)	-0,9	-0,5	-0,8	-0,6	-1,6	-1,8	
0,3	-0,3 ou +0,2(*)	-1,0	-0,5	-0,8	-0,6	-1,6	-0,6	
0,4	+0,4	-1,1	-0,5	-0,8	-0,6	-1,6		
0,5	+0,7	-1,2	-0,5	-0,8	-0,6	-1,6		

Tabela 3.10 - Coeficientes de pressão  $\delta_{pe}$  para coberturas múltiplas de duas vertentes. [8]

Por sua vez, os coeficientes de pressão interior são definidos em 3.2.3, e podem tomar os seguintes valores:

- Vento normal às fachadas permeáveis:  $\delta_{pi}=+0,2$ ;
- Vento normal às fachas impermeáveis:  $\delta_{pi}=-0,3$ ;
- Quatro fachadas com permeabilidade semelhante:  $\delta_{pi}=-0,3$ ;
- Fachada com abertura predominante:  $\delta_{pi}=0,75\delta_{pe}$ .

Estes dois coeficientes de pressão são depois somados, de forma a obter-se o valor do coeficiente de pressão na fachada do edifício.

$$\delta_p = \delta_{pe} + \delta_{pi} \quad (3.12)$$

onde:

$\delta_p$  — coeficiente de pressão;

$\delta_{pe}$  — coeficiente de pressão exterior;

$\delta_{pi}$  — coeficiente de pressão interior.

É através deste coeficiente de pressão que se obtém o valor da ação do vento a utilizar no dimensionamento estrutural.

$$p = \delta_p \times W_k \quad (3.13)$$

onde:

$p$  — pressão do vento (kN/m<sup>2</sup>);

$\delta_p$  — coeficiente de pressão;

$W_k$  — pressão dinâmica do vento (kN/m<sup>2</sup>).

### 3.3.2.2 Ação da Neve

A ação da neve é uma das diversas ações que pode atuar sobre uma cobertura, embora esta só exista em zonas de clima frio e temperado. Caso não seja bem quantificada, a neve através da sua acumulação nas coberturas, pode levar ao colapso das mesmas. Torna-se, portanto, fundamental quantificar esta ação de forma adequada para evitar danos estruturais ou até perdas humanas.

O R.S.A. apenas aconselha à quantificação da ação da neve em locais com altitude superior a 200 metros, situados nos distritos de Viana do Castelo, Braga, Vila Real, Bragança, Porto, Aveiro, Viseu, Guarda, Coimbra, Leiria, Castelo Branco e Portalegre. Nos restantes distritos, bem como nos arquipélagos da Madeira e Açores, a quantificação da ação da neve pode ser dispensada.

Esta ação é quantificada como uma carga distribuída por metro quadrado, sendo o respetivo valor característico calculado através da seguinte expressão.

$$S_k = \mu \cdot S_{ok} \quad (3.14)$$

onde:

$S_k$  — valor característico da ação da neve;

$\mu$  — coeficiente que depende da forma da superfície sobre a qual se deposita a neve;

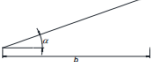

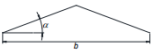

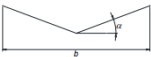
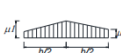
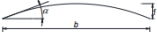

$S_{ok}$  — valor característico da carga da neve ao nível do solo;

O valor de  $S_{ok}$  é calculado através da seguinte expressão.

$$S_{ok} = \frac{1}{400} \cdot (h - 50) \quad (3.15)$$

$h$  — altitude do local em metros, arredondada às centenas.

São apresentadas (Figura 3.3) as tabelas do Anexo II do R.S.A. onde se podem consultar os valores para o coeficiente  $\mu$ .

Forma da cobertura	$\alpha$ (graus)	Distribuição da carga	Valores de $\mu$	
	$0 \leq \alpha \leq 30$		$\mu = 0,8$	
	$30 < \alpha < 60$		$\mu = 0,8 \frac{60 - \alpha}{30}$	
	$\alpha \geq 60$		$\mu = 0$	
	$0 \leq \alpha \leq 15$		$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$	
	$15 < \alpha \leq 30$		$\mu_1 = 0,8 \frac{15 + \alpha}{30}$	
	$30 < \alpha < 60$		$\mu_2 = 0,8$	
			$\mu_1 = 1,2 \frac{60 - \alpha}{30}$	
	$\alpha \geq 60$		$\mu_2 = 0,8 \frac{60 - \alpha}{30}$	
	$0 \leq \alpha \leq 30$		$\mu_1 = 0,8 \frac{20 + \alpha}{30}$	
	$\alpha > 30$		$\mu_2 = 0,8 \frac{30 - \alpha}{30}$	
			$\mu_1 = 2,0$	
	$0 \leq \alpha \leq 15$		$\mu = 0,8$	
	$\alpha > 15$		$\mu_1 = 2,0$	
			$\mu_2 = 0,8$	

a) Coberturas isoladas

Forma da cobertura	$\alpha$ (graus)	Distribuição da carga	Valores de $\mu$
	$0 \leq \alpha \leq 30$		$\mu_1 = 0,8 \frac{20 + \alpha}{30}$
	$\alpha > 30$		$\mu_2 = 0,8 \frac{30 - \alpha}{30}$
	$0 \leq \alpha \leq 30$		$\mu_1 = 2,0$
	$\alpha > 30$		$\mu_2 = 0$

b) Coberturas múltiplas

Figura 3.3 – Valores do coeficiente  $\mu$ . [8]

Na Figura 3.4 encontra-se apresentado um mapa com a distribuição das ações da neve ao nível do solo ( $S_k$ ) em função da altitude, de acordo com as especificações do R.S.A.

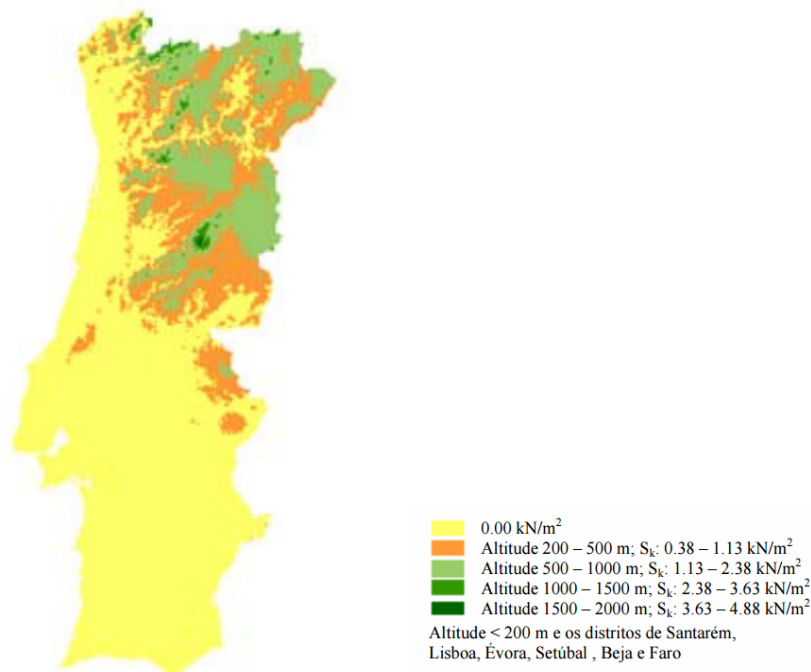


Figura 3.4 - Valores para a ação da neve ao nível do solo.[25]

### 3.3.2.3 Ação Sísmica

A análise sísmica é uma das mais importantes a realizar durante o desenvolvimento de um projeto de estruturas, uma vez que são acontecimentos, que embora raros no nosso país, podem causar um nível de danos muito elevado, não só de carácter estrutural como a nível de vidas humanas. Estas análises dos fenómenos da sismicidade tiveram um grande impulso com a evolução da capacidade de processamento dos computadores, uma vez que é uma área que exige cálculos muito complexos, que não são passíveis de serem executados de forma analítica, pelo tempo que tal tarefa necessitaria.

O EC8 veio trazer uma série de melhorias e corrige algumas falhas do R.S.A., uma vez que é um documento mais atual, abrangente e evoluído. Sendo um regulamento a nível europeu, cada país possui um anexo respetivo, com parâmetros específicos para o cálculo da ação sísmica, uma vez que este tipo de fenómeno não é igual em todo o globo.

Segundo esta norma, uma estrutura deve ser capaz de cumprir dois requisitos perante uma ação sísmica:

- **Requisito de não ocorrência de colapso:** impõe que a estrutura seja capaz de resistir à ação sísmica de cálculo, mantendo a sua capacidade estrutural;
- **Requisito de limitação de danos:** define que a estrutura terá que ser capaz de resistir a uma ação com probabilidade de ocorrência maior do que a ação de cálculo, sem que ocorram danos estruturais.

Para estudar e avaliar a ação sísmica, o EC8 estabelece a utilização de algumas metodologias, sendo que a mais usual é a análise espectral. É, desta forma, prevista a utilização de espectros de resposta que representam a ação sísmica, denominados de espectros de resposta elástica. Estes espectros dependem, essencialmente, da localização da estrutura, sendo que o EC8 divide o território Português em várias zonas sísmicas: 6 para a ação sísmica do tipo 1 e 5 para a ação sísmica do tipo 2, conforme apresentado na Figura 3.5, Figura 3.6 e Figura 3.7.

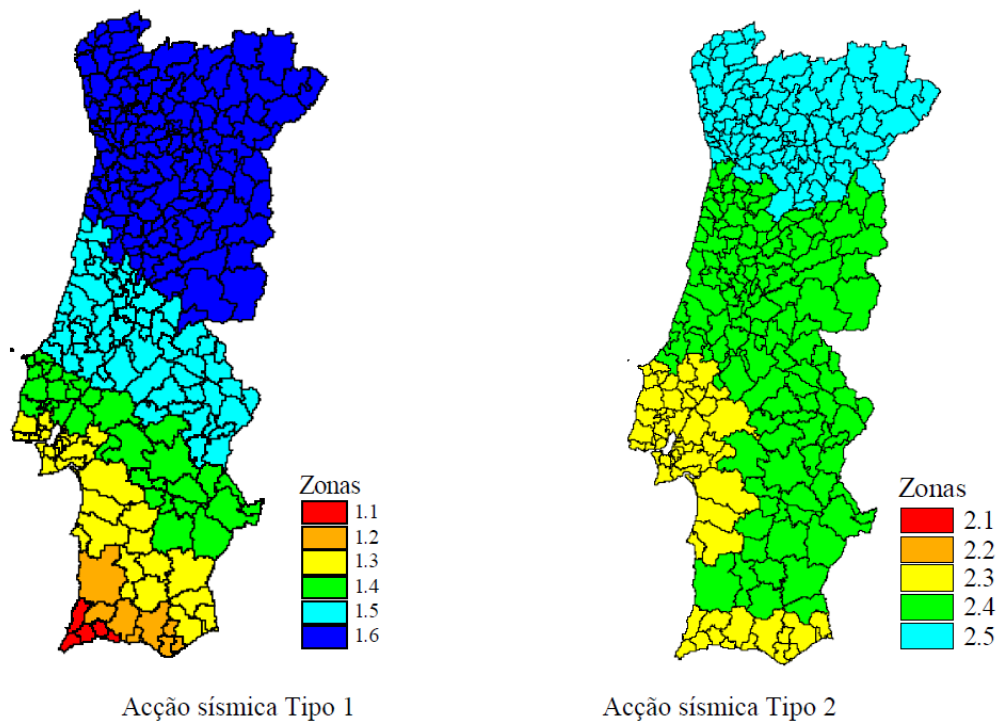


Figura 3.5 – Zonamento sísmico em Portugal Continental. [20]



Figura 3.6 – Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Acção sísmica Tipo 1). [20]

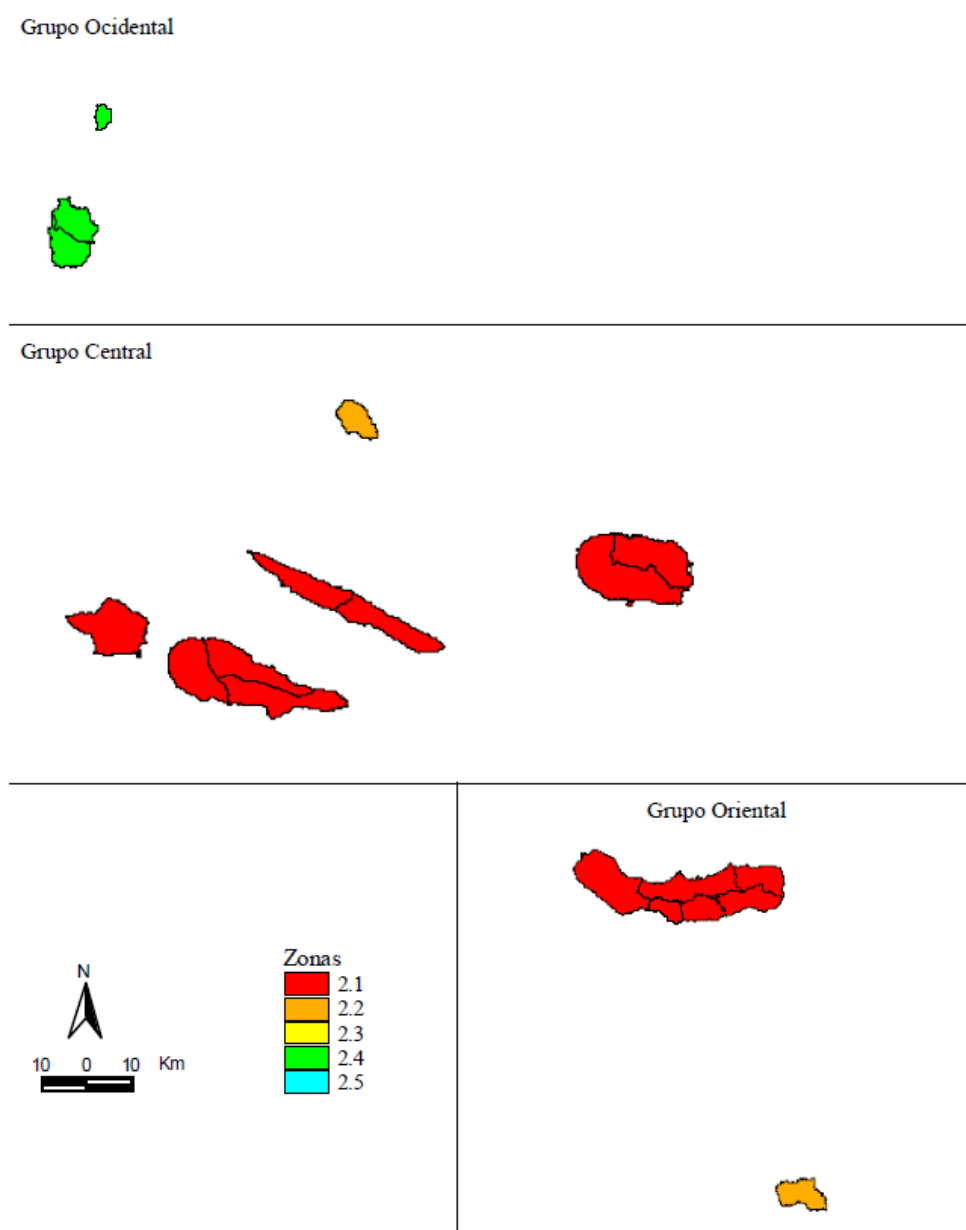


Figura 3.7 – Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2). [20]

Como se pode verificar nas figuras acima, enquanto que o território continental se encontra dividido em zonas sísmicas do tipo 1 e 2, os arquipélagos da Madeira e dos Açores apenas estão divididos em zonas sísmicas do tipo 1 e tipo 2, respetivamente. Além do zonamento sísmico, para a obtenção dos espectros de resposta elástica é necessário também definir o tipo de terreno, a classe de importância da estrutura e o seu coeficiente de importância.

Em relação ao tipo de terreno, o EC8 pressupõe a existência de 7 tipos de solo (A, B, C, D, E,  $S_1$  e  $S_2$ ), definidos no Quadro 3.1 da referida norma e a seguir apresentado.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (palcadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	—	—
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	—	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			

Figura 3.8 – Tipos de terreno definidos no EC8. [20]

A classe e coeficiente de importância de um edifício procuram representar as consequências a nível de vidas humanas em caso de colapso, a importância para a segurança pública e para proteção civil em caso de sismo e ainda as vertentes socioeconómicas. Estes dois parâmetros encontram-se definidos nos quadros 4.3 e NA. II do EC8, e apresentados na Tabela 3.11 e na Tabela 3.12.

Tabela 3.11 – Classes de importância para os edifícios. [20]

Classe de Importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.



Tabela 3.12 - Coeficientes de importância  $\gamma_1$ . [20]

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Com estes parâmetros definidos, é possível então obter os espectros de resposta elástica, propondo o EC8, para esse efeito, as seguintes expressões.

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.18)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.19)$$

onde:

$S_e(T)$  - espectro de resposta elástica;

$T$  - período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

$a_g$  - valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ( $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ );

$T_B$  - limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_C$  - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

$T_D$  - valor que define no espectro início do ramo de deslocamento constante;

$S$  - coeficiente de solo;

$\eta$  - coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta=1$  para 5 % de amortecimento viscoso.

Para o cálculo das referidas expressões é ainda necessário determinar o valor de cálculo da aceleração na superfície ( $a_g$ ) e do coeficiente de solo ( $S$ ). O valor da aceleração à superfície é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_1 \quad (3.20)$$

onde:

$a_g$  — aceleração à superfície do terreno;

$a_{gR}$  — valor de referência da aceleração máxima à superfície;

$\gamma_I$  — coeficiente de importância da estrutura.

Os valores de referência da aceleração máxima à superfície podem ser consultados no quadro NA. I do EC8 e representado na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas. [20]

Ação sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$
1,1	2,5	2,1	2,5
1,2	2,0	2,2	2,0
1,3	1,5	2,3	1,7
1,4	1,0	2,4	1,1
1,5	0,6	2,5	0,8
1,6	0,35	-	-

O coeficiente de solo ( $S$ ) deverá ser calculado de acordo com as seguintes expressões.

$$\text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} \quad (3.21)$$

$$\text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (3.22)$$

$$\text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad (3.23)$$

Também no anexo nacional do EC8 podem ser consultados os valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico, para ações sísmicas do tipo 1 e 2, através dos quadros NA-3.2 e NA-3.3 apresentados a seguir (Tabela 3.14 e Tabela 3.15).

Tabela 3.14 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para ação sísmica Tipo 1. [20]

Tipo de terreno	$S_{\max}$	$T_B$ (S)	$T_C$ (S)	$T_D$ (S)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 3.15 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para ação sísmica Tipo 2. [20]

Tipo de terreno	$S_{\max}$	$T_B$ (S)	$T_C$ (S)	$T_D$ (S)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Todo este procedimento dá origem a um espectro de resposta elástica, conforme apresentado na Figura 3.9.

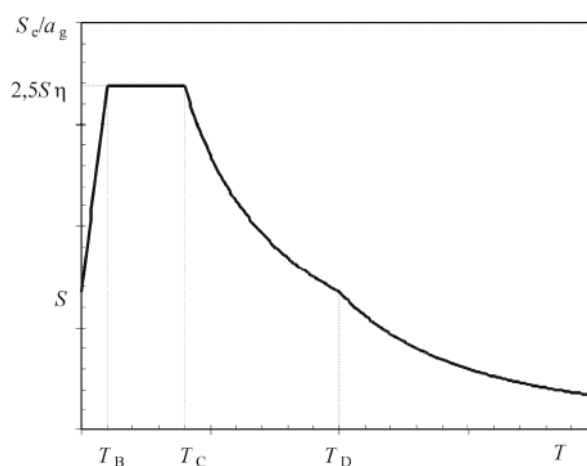


Figura 3.9 – Forma do espectro de resposta elástica. [20]

No entanto, este tipo de espectro de resposta elástico, como o próprio nome indica, parte do pressuposto que a estrutura tem um comportamento elástico, o que não é totalmente preciso, uma vez que isso significaria que as estruturas não possuem capacidade de dissipação de energia. Desta forma, é necessário determinar um coeficiente de comportamento ( $q$ ), que tem em conta essa capacidade de dissipação de energia por parte da estrutura.

Desta forma, o EC8, através desse coeficiente de comportamento, permite a “redução” do espectro de resposta elástico e usar esse mesmo espectro para o dimensionamento dos elementos estruturais. O valor do coeficiente de comportamento é calculado através da seguinte expressão.

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.24)$$

onde:

$q$  — coeficiente de comportamento;

$q_0$  — valor básico do coeficiente de comportamento;

$k_w$  — coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

O valor de  $k_w$  pode ser determinado através do Quadro 5.1 do EC8, que tem em conta a classe de ductilidade da estrutura, DCM (classe de ductilidade média) e DCH (classe de ductilidade alta), e a seguir apresentado (Tabela 3.16).

Tabela 3.16 - Valor básico do coeficiente de comportamento para sistemas regulares em altura. [20]

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo investido	1,5	2,0

O valor do fator de majoração  $\alpha_u/\alpha_1$  pode ser determinado de um cálculo explícito, ou através de valores aproximados definidos em 5.2.2.2 (5):

- a) Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:
  - Edifícios de um só piso:  $\alpha_u/\alpha_1=1,1$ ;
  - Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo:  $\alpha_u/\alpha_1=1,2$ ;
  - Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos:  $\alpha_u/\alpha_1=1,3$ .
- b) Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:
  - Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal:  $\alpha_u/\alpha_1=1,0$ ;
  - Outros sistemas de paredes não acopladas:  $\alpha_u/\alpha_1=1,1$ ;
  - Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas:  $\alpha_u/\alpha_1=1,2$ .

Por sua vez, o valor de  $k_w$  é determinado pelas equações expressas em 5.2.2.2 (11) do EC8, e a seguir apresentadas.

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, \quad \text{mas não inferior a } 0,5, \text{ para sistemas de paredes, sistemas} \\ \quad \text{equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis} \end{array} \right\}$$

Desta forma é possível, através do coeficiente de comportamento, obter o espectro de resposta de cálculo que é obtido com recurso às seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.25)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.26)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (3.27)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (3.28)$$

$$\beta = 0,2$$

Na Figura 3.10 encontra-se apresentada uma comparação entre um espectro de resposta elástico e um espectro de cálculo, onde se pode verificar claramente a “redução” prevista pelo EC8 através da consideração do coeficiente de comportamento.

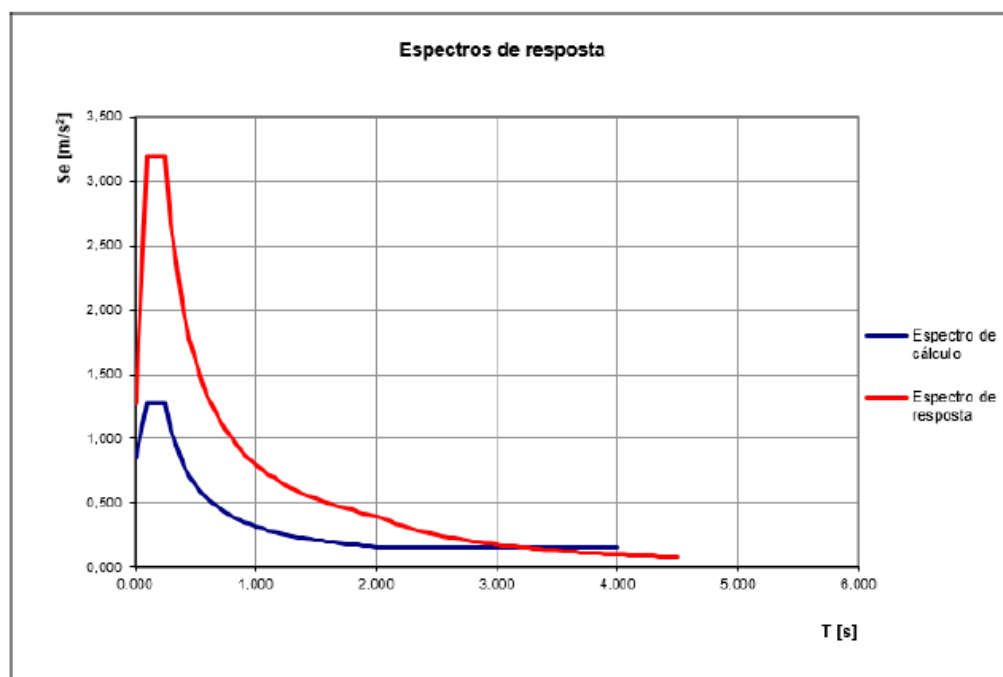


Figura 3.10 – Espectro de resposta elástico vs. Espectro de cálculo.

### Limitação de Danos

O EC8, através do ponto 4.4.3.2, estabelece um limite para o deslocamento entre pisos ou “*drift*”. Este limite deve ser verificado durante a análise sísmica, e para uma ação sísmica com maior probabilidade de ocorrência do que a de cálculo, garantindo assim que o edifício é capaz de resistir a essa ação sem a ocorrência de danos nem limitações na sua utilização. Os limites para o deslocamento entre pisos são expressos através das seguintes equações.

- Edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r \times v \leq 0,005h \quad (3.29)$$

- Edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r \times v \leq 0,0075h \quad (3.30)$$

- Edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r \times v \leq 0,010h \quad (3.31)$$

em que:

$d_r$  — valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

$h$  — altura entre pisos;

$v$  — coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos.

### Análise Modal

Uma análise modal tem como objetivo a determinação das formas e frequências naturais de uma estrutura em vibração livre. Desta forma, torna-se assim numa ferramenta fundamental para se realizar um estudo sísmico de uma determinada estrutura. Este tipo de análise pode ser bastante complexa, uma vez que as estruturas têm uma infinidade de graus de liberdade, o que remete a uma infinidade de modos de vibração, daí a necessidade de se considerar, geralmente, apenas os de menor frequência uma vez que são esses que implicam maiores esforços.

Regra geral, os modos de vibração preponderantes são os três primeiros, já que na maior parte dos casos traduzem dois modos de translação nas direções ortogonais e um de torção. O EC8 refere, através do ponto 4.3.3.3, que devem ser considerados todos os modos de vibração que contribuam de forma significativa para a resposta global da estrutura. Os critérios para a satisfação deste requisito são expressos no ponto 2 do referido subcapítulo:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são considerados.

No subcapítulo 3.2.4 do EC8 é definida a combinação de ações que permite avaliar os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo, considerando as massas associadas a todas as cargas gravíticas.

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.32)$$

onde:

$G_{k,j}$  — ações permanentes;

$Q_{k,i}$  — ações variáveis;

$\psi_{E,i}$  — coeficiente de combinação para a ação variável  $i$ .

O coeficiente  $\psi_{E,i}$  pode ser calculado através da seguinte expressão, que consta no ponto 4.2.4 do EC8:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (3.33)$$

Os valores a atribuir a  $\varphi$  estão identificados na Tabela 3.17.

Tabela 3.17 - Valores de  $\varphi$  para calcular  $\psi_{Ei}$ . [20]

<b>Tipo de ação variável</b>	<b>Piso</b>	<b><math>\varphi</math></b>
<b>Categorias A-C<sup>*)</sup></b>	<i>Cobertura</i>	<i>1,0</i>
	<i>Pisos com ocupações correlacionadas</i>	<i>0,8</i>
	<i>Pisos com ocupações independentes</i>	<i>0,5</i>
<b>Categorias D-F<sup>*)</sup> e arquivos</b>		<b>1,0</b>

A quantificação dos efeitos provocados pela ação sísmica é feita de acordo com o método da sobreposição modal. Este método consiste na consideração da resposta sísmica de cada modo de vibração, tendo em atenção a participação modal de cada um desses modos, de acordo com a Figura 3.11.

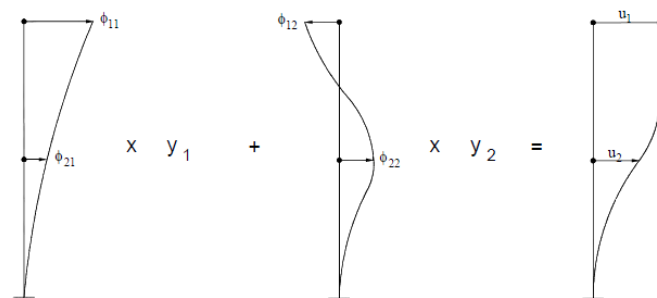


Figura 3.11 – Princípio da sobreposição modal.

O princípio da sobreposição modal pode ser aplicado através de diversos métodos, sendo os mais comuns abordados a seguir, nomeadamente o método CQS (combinação quadrática simples) e CQC (combinação quadrática completa).

- CQS, também conhecido como SRSS (square root of the sum of the squares), estima o valor máximo da resposta sísmica, através da raiz quadrada da soma dos quadrados da resposta dessa grandeza em cada modo, de acordo com a seguinte expressão:

$$Q = \sqrt{\sum_{i=1}^n Q_{i,max}^2} \quad (3.34)$$

onde:

$Q_{i,max}$  — resposta máxima de cada modo, que pode ser um deslocamento, esforço ou aceleração.

O valor de  $Q$ , pode ser calculado, para o caso dos deslocamentos, da seguinte forma.

$$u_{j,max} = \sqrt{u_{j1,max}^2 + u_{j2,max}^2 + \dots + u_{jN,max}^2} = \sqrt{\sum_{n=1}^N u_{jn,max}^2} \quad (3.35)$$

Este método tem a limitação de apenas produzir resultados credíveis no caso de as frequências próprias dos vários modos estarem suficientemente afastados, ou seja, dois modos sucessivos não podem ser interdependentes entre si. Esta condição pode ser verificada através da seguinte expressão:

$$\frac{T_j}{T_i} \leq 0,9, \quad j < i \quad (3.36)$$

onde:

$T_i, T_j$  — períodos de vibração de dois modos sucessivos.

Caso os modos de vibração apresentem vibrações próximas, é aconselhável aplicar o método CQC.

- CQC (*Complete Quadratic Combination*), é baseado no método SRSS, mas que é válido para qualquer relação de frequências.

$$Q_{max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N \sum_{m=1}^N Q_{n,max} \cdot \rho_{nm} \cdot Q_{m,max}} \quad (3.37)$$

onde:

$\rho_i$  — coeficiente de correlação entre os modos  $i$  e  $j$ ;

$Q_{n,max}, Q_{m,max}$  — resposta máxima de cada modo.



Uma vez que a ação sísmica pode atuar nas duas componentes ortogonais, o EC8 define que quando um sismo atua com o seu valor máximo numa direção, na outra apenas atua com 30% da intensidade. Esta combinação dos efeitos da ação sísmica nas duas componentes horizontais é expressa no ponto 4.3.3.5.1 (3) do EC8, através das seguintes combinações, denominadas de equações de Newmark.

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (3.38)$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (3.39)$$

onde:

$E_{Edx}$  — ação sísmica na direção X;

$E_{Edy}$  — ação sísmica na direção Y.

Para a quantificação dos efeitos da ação sísmica e verificação de segurança, deve ser aplicada a seguinte equação.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.40)$$

onde:

$G$  — ações permanentes;

$Q_{k,1}$  — ação variável principal;

$Q_{k,i}$  — ações variáveis secundárias;

$P$  — valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$A_{Ed}$  — valor de cálculo da ação sísmica.

### 3.3.2.4 Temperatura

As estruturas na sua generalidade estão sujeitas a variações de temperatura, quer ao longo do dia quer sazonais, sendo estas variações responsáveis pela alteração do volume dos seus elementos. As variações da temperatura ao longo do dia têm a característica de serem mais bruscas, sendo designadas de variações diferenciais, enquanto que as variações sazonais são um processo lento e uniforme que afeta a totalidade da estrutura.

Esta ação da temperatura provoca tensões de tração no betão que podem resultar na fendilhação dos elementos, caso estas ultrapassem a capacidade resistente do betão à tração,  $f_{ctm}$ . Em estruturas onde sejam previstos pormenores construtivos como juntas de dilatação, não é necessário verificar os efeitos da variação uniforme da temperatura. Os efeitos das variações diferenciais, por sua vez, devem ser

considerados em estruturas cujos elementos sejam especialmente suscetíveis a este tipo de fenómeno, como chaminés, elementos em contacto com água e edifícios industriais.

A definição da ação relativa à variação uniforme da temperatura, de acordo com o artigo 18º do R.S.A., pressupõe a utilização de valores que variam consoante o tipo de estrutura, conforme indicado na Tabela 3.18.

Tabela 3.18 – Variações da temperatura. [8]

Tipo de Estrutura	Variação da Temperatura
Estruturas metálicas não protegidas	+35°C -25°C
Estruturas metálicas protegidas	±10°C
Estruturas de betão armado e pré-esforçado não protegidas constituídas por elementos de pequena espessura	±15°C
Estruturas de betão armado pré-esforçado protegidas ou constituídas por elementos de grande espessura, e estruturas de alvenaria	±10°C
Estruturas de madeira	±10°C

Relativamente às variações diferenciais de temperatura, o R.S.A. indica que devem ser consideradas caso a caso de acordo com as condições climáticas locais e características térmicas da estrutura.

### 3.4 ESTADOS LIMITE

Por vezes uma estrutura atinge um ponto de total ou parcial incapacidade, de desempenhar as funções para as quais foi projetada, a esse momento atribui-se a designação de “Estado Limite”. A distinção entre o tipo de estado limite depende da gravidade dos danos resultantes da sua ocorrência, fazendo-se a distinção entre dois tipos de estados limite:

- Estados limites últimos: cuja ocorrência provoca prejuízos muito severos;
- Estados limites de utilização: cuja ocorrência provoca prejuízos pouco severos.

O dimensionamento estrutural efetuado foi realizado tendo em consideração os Estados Limites Últimos e os Estados Limite de Utilização.

#### 3.4.1 Estados limites últimos

Um estado limite último corresponde a um estado associado ao colapso de parte ou mesmo da totalidade de uma estrutura, o que pode levar a danos humanos irreversíveis. Este tipo de estado limite pode ser atingido por várias causas, como por exemplo:

- Perda de equilíbrio de parte/totalidade da estrutura;
- Colapso ou deformação excessiva ao nível das fundações;
- Colapso da estrutura ou seus elementos estruturais;
- Rotura das ligações dos elementos estruturais.

É assim, portanto, indispensável e de extrema importância garantir que este tipo de estado nunca é atingido. Para tal efetua-se uma análise da estrutura ou dos seus elementos, que consiste em verificar a resistência das secções transversais. Desta forma, para cumprir o dimensionamento pelo Método dos Estados Limites, deve ser satisfeita, para todos os elementos estruturais, a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d \quad (3.41)$$

onde:

$S_d$  — valor de cálculo do esforço atuante;

$R_d$  — valor de cálculo do esforço resistente.

No dimensionamento e verificação dos elementos estruturais foram seguidas as preconizações estabelecidas no EC2, e no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P.).

De acordo com o R.S.A, devem ser considerados, quando pertinente, os seguintes estados limites últimos:

- **Estados limite últimos que não envolvam perda de equilíbrio ou fadiga:** este tipo de estado limite ocorre quando a estrutura, ou parte dela, está condicionada pela resistência das secções transversais;
- **Estados limite últimos de equilíbrio:** este estado limite diz respeito à perda de equilíbrio de parte ou da totalidade da estrutura considerada como um corpo rígido;
- **Estados limite últimos de fadiga:** diz respeito à estrutura por fadiga da estrutura ou dos seus elementos estruturais. Geralmente condicionantes em estruturas sujeitas a ações dinâmicas como pontes rodoviárias ou ferroviárias.

Para este tipo de estados limite são definidas as seguintes combinações de ações:

- Combinação Fundamental

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot S_{Gik} + \gamma_q \left[ S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot S_{Qjk} \right] \quad (3.42)$$

- Combinação sísmica

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q \cdot S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot S_{Qjk} \quad (3.43)$$

- Combinação Acidental

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot S_{Qjk} \quad (3.44)$$

onde:

$S_{Gik}$  — valor característico do esforço resultante de uma ação permanente;

$S_{Q1k}$  — valor característico do esforço resultante de uma ação variável;

$S_{Qjk}$  — valor característico do esforço resultante de uma ação variável de base;

$S_{Fa}$  — valor nominal do esforço resultante de uma ação de acidente;

$\gamma_{gi}$  — coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

$\gamma_q$  — coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

$\psi_{0j}, \psi_{2j}$  — coeficientes  $\psi$  correspondentes à ação variável de ordem  $j$ .

O valor dos coeficientes de segurança  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  assumem, de acordo com o R.S.A. os seguintes valores:

$\gamma_g = 1,5$  no caso de a ação permanente em causa ter um efeito desfavorável;

$\gamma_g = 1,0$  no caso contrário;

$\gamma_q = 1,5$  para todas as ações variáveis;

$\gamma_q = 0$  no caso de a ação variável ter um efeito favorável.

De referir que os valores do coeficiente  $\gamma_g$  anteriormente mencionados poderão ser alterados em situações em que os regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e materiais assim o expressem. Exemplo disso é o caso do R.E.B.A.P., que permite, em geral, reduzir o valor de  $\gamma_g$  para 1,35 no caso de ações permanentes.

### 3.4.2 Estados limites de utilização

Um estado limite de utilização corresponde a um estado em que os danos são de menor gravidade, sendo que não comprometem a estabilidade ou segurança da estrutura, estando associados, no entanto, à sua funcionalidade e durabilidade. Apesar de menos gravosos, este tipo de estados limite tem uma

probabilidade expectável de ocorrência superior à dos estados limites últimos, sendo definidos em função da sua duração, em geral, muito curta, curta e longa duração.

No dimensionamento estrutural são considerados os estados limites de utilização a seguir enunciados:

- Deformação;
- Fendilhação.

Para este tipo de estados limites são definidas as seguintes combinações de ações:

- **Combinação Rara:** estados limite de muito curta duração:

Correspondem a durações que totalizam apenas poucas horas no período de vida da estrutura. As ações permanentes são quantificadas pelos seus valores médios ( $G_m$ ), a ação variável de base é quantificada pelo seu valor raro ( $Q_k$ ) e as restantes ações variáveis pelos seus valores frequentes ( $\psi_1 Q_k$ ).

- **Combinação Frequente:** estados limite de curta duração

Correspondem a durações na ordem dos 5% do período de vida da estrutura. As ações permanentes são quantificadas pelos seus valores médios ( $G_m$ ), a ação variável de base é quantificada pelo seu valor frequente ( $\psi_1 Q_k$ ) e as restantes ações variáveis pelos seus valores quase permanentes ( $\psi_2 Q_k$ ).

- **Combinação Quase Permanente:** estados limite de longa duração

Dizem respeito a durações na ordem dos 50% do período de vida da estrutura. As ações permanentes são quantificadas pelos seus valores médios ( $G_m$ ) e as ações variáveis pelos seus valores quase permanentes ( $\psi_2 Q_k$ ).

Na tabela seguinte sumariza-se a verificação de segurança em relação aos estados limite de utilização de acordo com o R.S.A.

Tabela 3.19 – Valores a considerar na verificação da segurança aos estados limite de utilização.

Duração do estado limite	Ações permanentes	Ação variável de base	Outras ações variáveis
Muito curta (combinações raras)	$G_m$	$Q_{1k}$	$\psi_1 Q_{ik}$
Curta (combinações frequentes)	$G_m$	$\psi_1 Q_{1k}$	$\psi_2 Q_{ik}$
Longa (combinações quase permanentes)	$G_m$	$\psi_2 Q_{1k}$	$\psi_2 Q_{ik}$

Os valores dos coeficientes  $\psi$  para edifícios podem ser consultados no R.S.A. no artigo correspondente a cada ação variável. Na Tabela 3.20 encontram-se, de forma resumida, os valores dos coeficientes de combinação a utilizar, de acordo com o R.S.A.

Tabela 3.20 - Valores recomendados para os coeficientes  $\psi$  para edifícios, segundo o R.S.A.

Ação variável	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Temperatura	0,6	0,5	0,3
Vento	0,4	0,2	0
Neve	0,6	0,3	0
Sismo	0	0	0
Sobrecargas em pavimentos, varandas e acessos de edifícios	0,4 a 1,0	0,3 a 1,0	0,2 a 1,0

Os valores dos coeficientes  $\psi$  relativos a sobrecargas em pavimentos, varandas e acessos podem ser consultados com maior detalhe no Artigo 35.2 do R.S.A, e através da Tabela 3.21.

Tabela 3.21 - Valores dos coeficientes  $\psi$  para sobrecargas. [8]

Tipos de utilização referidos em	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
35.1.1 a)	0,4	0,3	0,2
35.1.1 d)			
35.1.1 e)			
35.1.1 b)	0,7	0,6	0,4
35.1.1 c)			
35.1.2 a)			
35.1.2 b)	0,8	0,7	0,6
35.1.2 c)			
35.1.2 d)			
35.1.2 e)			
35.1.3	1,0	1,0	1,0

### 3.5 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

#### 3.5.1 Betão

##### 3.5.1.1 Resistência à compressão

O betão tem como principal característica mecânica a resistência à compressão, que é também a característica mais importante, uma vez que em estruturas este material tem como principal função resistir a esforços de compressão. Esta capacidade resistente é explicitada por classes, desde a C12/15 até à C90/105, sendo que esses dois valores representam a resistência, em termos característicos, à compressão de provetes cilíndricos e cúbicos, conforme explicitado no esquema Figura 3.12.

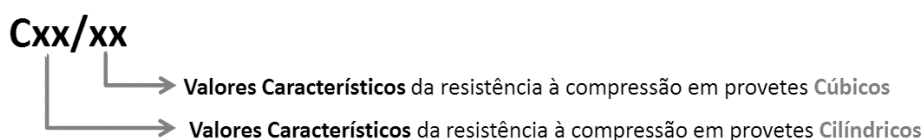


Figura 3.12 – Nomenclatura das classes de betão. [24]

Estes valores de resistência à compressão representam o valor característico dessa resistência aos 28 dias de idade do betão ( $f_{ck}$ ). O conceito de resistência característica representa um valor que tem em consideração a média aritmética das tensões de rotura ( $f_{cm}$ ) obtidas nos ensaios dos provetes de betão. Este conceito representa um valor de resistência que tem 95% de probabilidades de ser excedido, conforme demonstra a Figura 3.13.

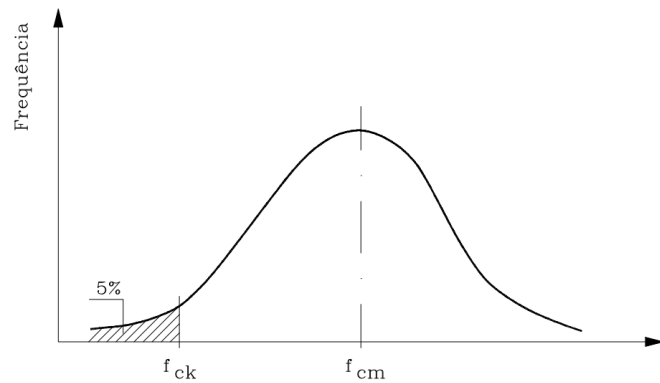


Figura 3.13 – Valor característico da resistência à compressão ( $f_{ck}$ ). [24]

As classes de resistência do betão são especificadas no Quadro 3.1 do EC2.

### 3.5.1.2 Resistência à Tração

Apesar da resistência à tração ( $f_{ct}$ ) ser bastante reduzida, quando comparada com a resistência à compressão, esta tem um papel importante uma vez que é uma característica que influencia fenómenos como a fendilhação. O valor característico da resistência à tração pode ser obtido através de ensaios conforme apresentado na Figura 3.14.

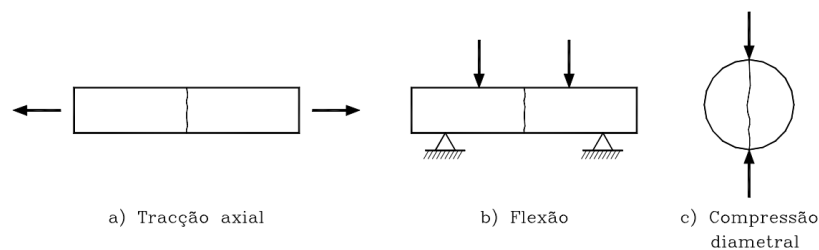


Figura 3.14 – Ensaios para medição da resistência à tração do betão. [5]

O ensaio de tração axial é de difícil execução, devido à complexidade de aplicar uma força de tração pura, isto é, sem excentricidade. O valor da resistência à tração do betão também pode ser estimado através de expressões que relacionam essa propriedade com a resistência à compressão.

$$f_{ct} = 0,30 \cdot f_c^{2/3}, \text{ classes resistência } \leq C50/60 \quad (3.45)$$

$$f_{ct} = 2,12 \cdot \ln(1 + f_c/10), \text{ classes resistência } > C50/60 \quad (3.46)$$

onde:

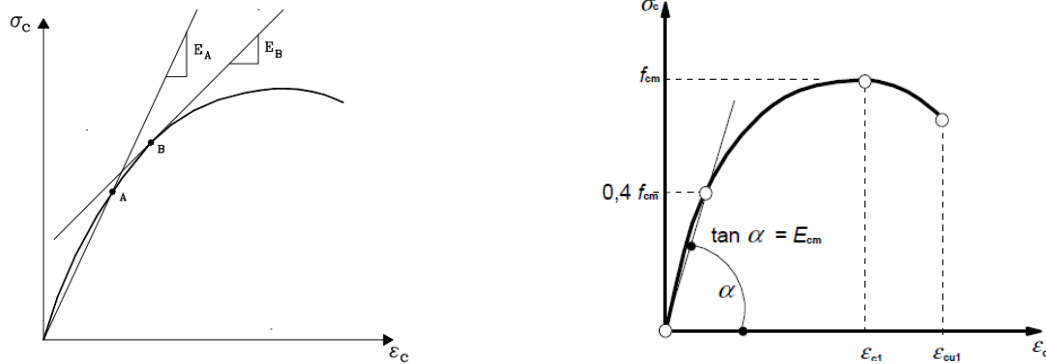
$f_{ct}$  — resistência à tração;

$f_c$  — resistência à compressão;



### 3.5.1.3 Módulo de Elasticidade

O valor do módulo de elasticidade ( $E_{cm}$ ) do betão do betão é geralmente definido pelo módulo de elasticidade secante, que é determinado para uma tensão na ordem dos 40% da tensão de rotura. Este valor é uma aproximação, uma vez que devido ao facto de o diagrama tensão-extensão do betão não ser linear, não se pode falar apenas de um módulo de elasticidade.



a) Módulo secante num ponto A e módulo tangente num ponto B [5]

b) Representação esquemática da relação tensões-extensões para a análise estrutural [17]

Figura 3.15 – Módulo de elasticidade ( $E_{cm}$ ) do betão.

Este valor pode ser calculado analiticamente através da seguinte expressão:

$$E_{cm} = 22 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (3.47)$$

onde:

$E_{cm}$  — módulo de elasticidade secante do betão;

$f_{cm}$  — valor médio da tensão de rotura do betão à compressão.

Na Tabela 3.22 encontra-se um quadro síntese com as principais características mecânicas do betão.

Tabela 3.22 – Características mecânicas do betão.

Classe de Resistência	Resistência à Compressão em cilindros $f_{ck}$ [MPa]	Resistência à Compressão em cubos $f_{ck,cube}$ [MPa]	Resistência à tração $f_{ctm}$ [MPa]	Módulo de Elasticidade secante $E_{cm}$ [MPa]
C12/15	12	15	1,6	27
C16/20	16	20	1,9	29
C20/25	20	25	2,2	30
C25/30	25	30	2,6	31
C30/37	30	37	2,9	33
C35/45	35	45	3,2	34
C40/50	40	50	3,5	35
C45/55	45	55	3,8	36
C50/60	50	60	4,1	37
C55/67	55	67	4,2	38
C60/75	60	75	4,4	39
C70/85	70	85	4,6	41
C80/95	80	95	4,8	42
C90/105	90	105	5,0	44

### 3.5.2 Aço para betão armado

O aço é um material que permite suprimir uma lacuna do betão, nomeadamente a baixa resistência à tração. Assim, com a conjugação de aço e betão, nasceu a designação de betão armado, constituindo assim um material que resiste de forma eficaz tanto a esforços de compressão como de tração.

O aço usado nas armaduras segue algumas regras que regem as suas propriedades, de forma a poderem ser utilizados em betão armado, e que estão definidas no EC2, mais concretamente no ponto 3.2.2(3) e sintetizadas no Quadro C.1 da referida norma e apresentado na Tabela 3.23.

Tabela 3.23 - Propriedades das Armaduras. [17]

Forma do produto		Varões e fios			Redes eletrossoldadas			Requisito ou valor do quantilho (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência $f_{yk}$ ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 a 600						5,0
Valor mínimo de $k=(f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Valor característico da extensão à tensão máxima, $\varepsilon_{uk}$ (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Aptidão à dobragem		Ensaio de dobragem/desdobragem			-			
Resistência ao corte		-			0,3 Af <sub>yk</sub> (A é a área do fio)			Mínimo
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm) ≤ 8 >8	±6,0 ±4,5						5,0

Algumas das características que definem os aços a utilizar em betão armado e definidas no ponto 3.2.2, são as seguintes:

- Tensão de cedência ( $f_{yk}$  ou  $f_{0,2k}$ );
- Processo de fabrico;
- Resistência à tração ( $f_t$ );
- Aptidão à dobragem;
- Resistência à fadiga;
- Resistência ao corte;
- Aderência.

Os requisitos referidos apenas são aplicáveis para aços que apresentem valores de tensão de cedência compreendidos entre  $400\text{MPa} < f_{yk} < 600\text{MPa}$ .

Os aços utilizados mais comumente em armaduras são os aços S400 e S500.

### 3.5.2.1 Resistência

No ponto 3.2.3 é definida a forma de determinar os valores da tensão de cedência ( $f_{yk}$ ) e da resistência à tração ( $f_{tk}$ ). Estes são calculados através da divisão do valor característico da força de cedência e do valor característico da força máxima em tração simples, pela área da secção transversal da armadura.

Os valores característicos da tensão de cedência dos aços utilizados como armaduras variam entre os 400 e os 600MPa.

No anexo C é ainda definido que o valor real da tensão de cedência máxima ( $f_{y,max}$ ) não deverá ser superior a  $1,3f_{yk}$ .

### 3.5.2.2 Ductilidade

As características de ductilidade do aço para armaduras são definidas no ponto 3.2.4 do EC2, que divide ainda os aços em 3 classes:

- **A:** endurecido a frio;
- **B:** laminado a quente;
- **C:** ductilidade especial.

Na Figura 3.16 são apresentados os diagramas tensões-extensões usuais, para o aço laminado a quente e endurecido a frio.

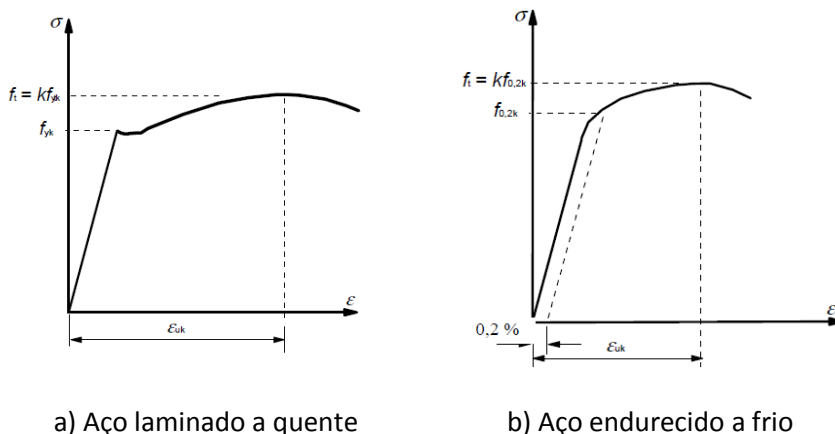


Figura 3.16 - Diagrama tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão armado. [17]

A ductilidade do varões ( $k$ ), representa a razão entre a tensão de cedência e a tensão de rotura ( $f_t/f_y$ )<sub>k</sub> e pela extensão na carga máxima ( $\epsilon_{uk}$ ).

### 3.5.2.3 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade, também conhecido como módulo de Young, representa uma característica mecânica dos materiais muito importante para o dimensionamento estrutural. Este parâmetro é

proporcional à rigidez, e representa a extensão que um material sofre quando sujeito a uma determinada tensão, podendo ser calculado através da seguinte expressão.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (3.48)$$

onde:

$E$  — módulo de elasticidade;

$\sigma$  — tensão aplicada;

$\varepsilon$  — deformação elástica longitudinal.

O valor do módulo de elasticidade do aço para betão armado assume, segundo o R.E.B.A.P., um valor de 200GPa sendo que este valor poderá variar ligeiramente conforme o fabricante.

### 3.5.3 Aço estrutural

O aço como principal elemento estrutural, é usado em todo o tipo de estruturas, desde edifícios, pontes, reservatórios, etc. A grande maioria dos elementos estruturais em aço são barras e chapas, ligados entre si por parafusos ou soldaduras. Em geral, estas barras são constituídas por perfis laminados a quente (Figura 3.17) ou enformados a frio (Figura 3.18).



Figura 3.17 – Perfis laminados a quente. [26]



a) Perfis

b) Chapas perfiladas

Figura 3.18 – Perfis enformados a frio. [26]

O aço utilizado em engenharia civil para a execução de estruturas metálicas é definido principalmente pela tensão de cedência ( $f_y$ ) e tensão de rotura ( $f_u$ ). Os aços mais utilizados nas estruturas metálicas em Portugal têm valores de tensão de cedência ( $f_y$ ) que variam entre os 235MPa e os 355MPa. Na Tabela 3.24 encontram-se apresentados os valores nominais da tensão de cedência e da tensão de rotura.

Tabela 3.24 – Valores nominais da tensão de cedência  $f_y$  e da tensão de rotura à tração  $f_u$  dos aços maciços correntes, segundo EN10025-2. [18]

Classe de Aço	Espessura Nominal $t$ (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
S450	440	550	410	550

Este tipo de estruturas tem que obedecer aos critérios de dimensionamento prescritos pelo EC3, relativos à verificação da resistência das secções transversais dos elementos. As secções transversais devem assim, ter capacidade resistente face aos esforços solicitantes, podendo estes atuar em separado ou de forma combinada. Estes esforços podem ser de diversos tipos como por exemplo: compressão, flexão, tração, esforço transversal, torção. A juntar a estes, existe ainda a necessidade de verificar a segurança em relação a fenómenos de instabilidade dos elementos, que possuem um caráter muito importante no dimensionamento de estruturas metálicas.

### 3.5.3.1 Classificação das secções

Em elementos metálicos, é necessário proceder à classificação das secções transversais dos elementos a dimensionar. Esta classificação permite avaliar a resistência e a capacidade que uma secção tem de formar uma rótula plástica e consequentemente ser dimensionada utilizando o momento plástico dessa secção. As secções transversais podem ser classificadas de Classe 1 a Classe 4, sendo que:

- **Classe 1:** secções capazes de atingir a resistência plástica e com capacidade de rotação para se formar uma rótula plástica;
- **Classe 2:** secções com capacidade de atingir a resistência plástica, mas com capacidade de rotação limitada;
- **Classe 3:** secções onde não se atinge o momento plástico devido a fenómenos de encurvadura local;
- **Classe 4:** secções onde os fenómenos de encurvadura local impedem que se atinja a tensão de cedência.

Na Figura 3.19 encontra-se apresentado o comportamento à flexão de secções das classes anteriormente enunciadas.

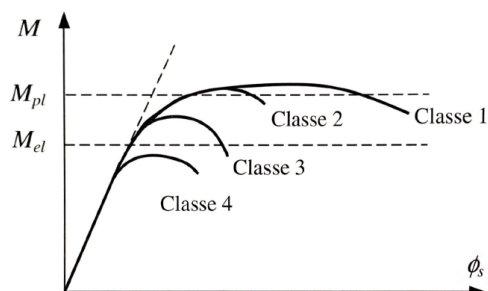


Figura 3.19 – Comportamento à flexão de secções de classes 1 a 4. [26]

A classificação das secções de elementos metálicos é feita com base na classe de aço, nas zonas comprimidas (almas e banzos), estabelecendo uma relação entre o comprimento e espessura dessas zonas ( $c/t$ ) e no tipo de solicitação a que essas zonas estão sujeitas, se a flexão, compressão ou ambas. O Quadro 5.2 do EC3-1-1 estabelece limites para a relação entre comprimento e espessura ( $c/t$ ) das zonas comprimidas, relacionando esses limites com o tipo de solicitação, permitindo assim a classificação da secção.

### 3.5.3.2 Fenómenos de Instabilidade

As estruturas metálicas sofrem de fenómenos de instabilidade, nomeadamente os efeitos de encurvadura e encurvadura lateral. A encurvadura é um fenómeno que consiste na ocorrência de grandes deformações transversais em elementos metálicos. Estes efeitos têm que ser considerados aquando do dimensionamento dos elementos metálicos, juntamente com a verificação da resistência da secção transversal. Estes fenómenos de instabilidade são geralmente condicionantes em elementos sujeitos a esforços de compressão, flexão e flexão + compressão. Na Figura 3.20 encontram-se apresentados alguns exemplos destes tipos de instabilidade.

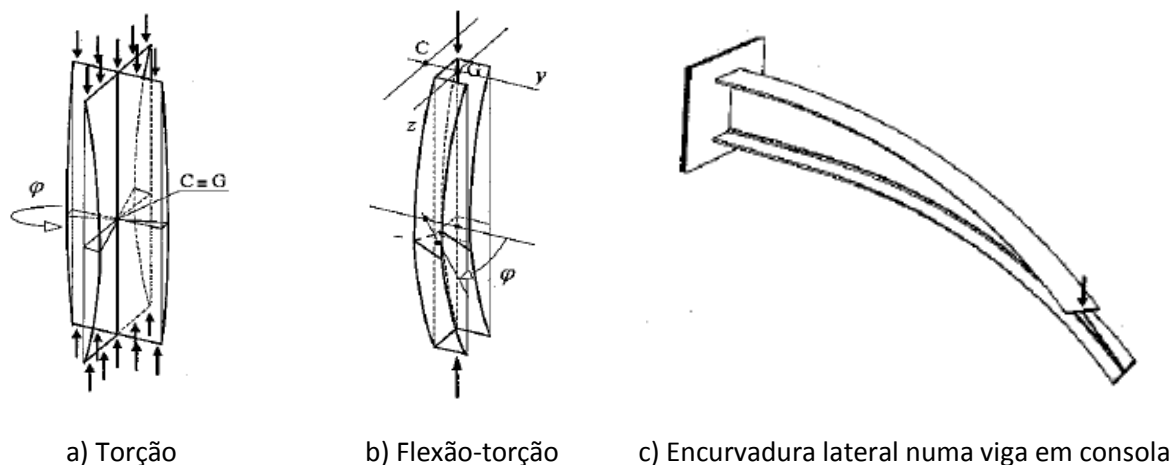


Figura 3.20 – Tipos de encurvadura em elementos metálicos.[26]

Para o cálculo deste tipo de instabilidade é fundamental avaliar o comprimento de encurvadura do elemento em análise. O comprimento de encurvadura é o comprimento para o qual o elemento pode instabilizar por fenómenos de encurvadura.

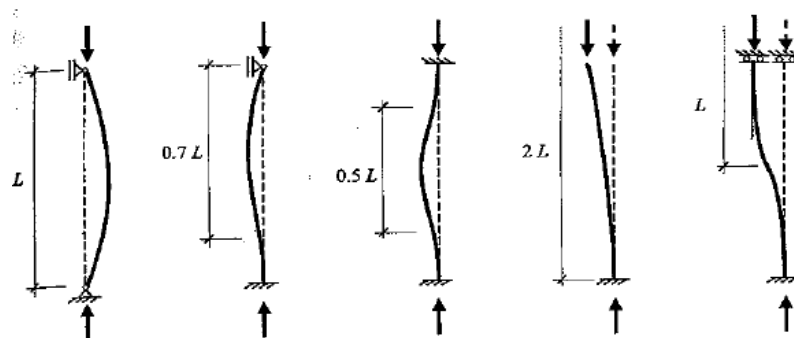


Figura 3.21 - Comprimento de encurvadura  $L_e$  em função do comprimento real  $L$ . [26]

Este comprimento de encurvadura tem que ser analisado no plano do elemento e fora do plano de acordo com as condições de contraventamento do mesmo, que podem ser uma peça chave para que um elemento cumpra os requisitos das verificações à encurvadura, uma vez que permitem reduzir o comprimento de encurvadura, conforme exemplificado na Figura 3.22.

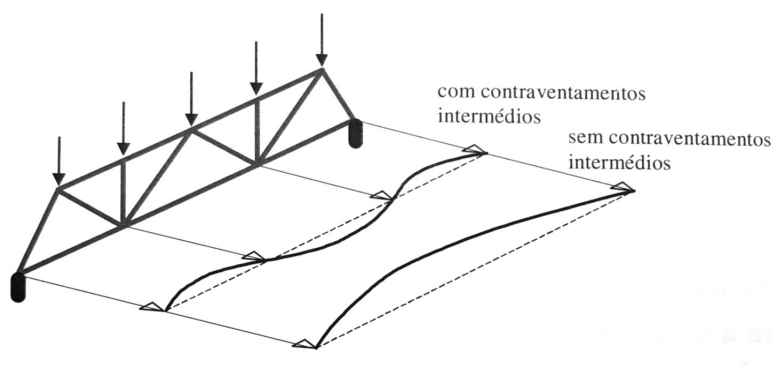


Figura 3.22 – Esquema de comprimento de encurvadura fora do plano. [26]

Estes contraventamentos têm como função aumentar a resistência e rigidez face às ações atuantes nesse plano, contribuindo assim para uma maior estabilidade da estrutura, e podendo ser executados por estruturas reticuladas triangulares, paredes, elementos isolados como vigas ou pilares, entre outros.



## CAPÍTULO 4

### VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

#### 4.1 INTRODUÇÃO

Nos subcapítulos que se seguem serão abordadas as metodologias de verificação da resistência dos elementos estruturais aos estados limite últimos e de utilização, de elementos metálicos e de betão armado, com base nas normas em vigor, nomeadamente o EC2 e EC3. A explicitação das metodologias de verificação de segurança aos esforços atuantes será realizada fazendo a distinção entre verificações para estados limite últimos e de utilização. Este capítulo servirá de base para o dimensionamento posteriormente abordado, nos capítulos 6 e 7.

#### 4.2 ESTRUTURA METÁLICA

##### 4.2.1 Estado limite último

Seguidamente serão explicitadas as verificações de segurança a realizar em elementos metálicos, de acordo com o prescrito na secção 6 do EC3-1-1. Serão abordadas as regras de cálculo para secções transversais sujeitas aos variados tipos de esforços, nomeadamente: esforço axial de compressão e de tração, esforço transversal, flexão, atuando isoladamente ou em conjunto e tendo em consideração a possibilidade de ocorrência de fenómenos de encurvadura.

##### 4.2.1.1 Compressão

Quando sujeito a um esforço axial de compressão, um elemento metálico necessita de cumprir a seguinte condição para que se encontre em segurança estrutural.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.1)$$

em que:

$N_{Ed}$  — valor de cálculo do esforço axial de compressão;

$N_{c,Rd}$  — valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme.

O valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme ( $N_{c,Rd}$ ) pode ser determinado da seguinte forma:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções transversais de Classe 1,2 ou 3} \quad (4.2)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções transversais de Classe 4} \quad (4.3)$$

Uma vez que os elementos solicitados no sentido axial estão sujeitos a fenómenos de encurvadura, de acordo com o EC3, no ponto 6.3.1, estes elementos uniformemente comprimidos estão em segurança se cumprirem a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.4)$$

onde:

$N_{b,Rd}$  — valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.

Em que o valor de  $N_{b,Rd}$  deverá ser calculado da seguinte forma:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções transversais de Classe 1,2 ou 3} \quad (4.5)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções transversais de Classe 4} \quad (4.6)$$

onde:

$\chi$  — coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;

$A$  — área da secção transversal;

$A_{eff}$  — área efetiva da secção transversal;

$f_y$  — tensão de cedência;

$\gamma_{M1}$  — coeficiente parcial de segurança.

O coeficiente de redução da resistência à encurvadura ( $\chi$ ) depende, essencialmente, da esbelteza normalizada do elemento ( $\bar{\lambda}$ ) e do fator de imperfeição ( $\alpha$ ) e pode ser obtido através do seguinte procedimento de cálculo:

i. **Cálculo da carga crítica de Euler:**

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (4.7)$$

onde:

$N_{cr}$  — carga crítica de Euler;

$L$  — comprimento de encurvadura do elemento;

ii. **Cálculo da esbelteza normalizada:**

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \quad \text{para secções transversais de Classe 1,2 ou 3} \quad (4.8)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_y}{N_{cr}}} \quad \text{para secções transversais de Classe 4} \quad (4.9)$$

O EC3, no ponto 6.3.1.2 (4), prevê que nos casos em que a esbelteza  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  ou para  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  poderão ser dispensadas as verificações dos efeitos de encurvadura, sendo apenas necessário verificar a segurança das secções transversais.

iii. **Determinação do fator de imperfeição:**

$\alpha$  — fator de imperfeição definido na Tabela 4.1:

Tabela 4.1 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura.[18]

Curva de encurvadura	$a_0$	a	b	c	d
Fator de imperfeição $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,46	0,76

As curvas de encurvadura referidas na Tabela 4.1 podem ser determinadas de acordo com o Quadro 6.2 do EC3. O mesmo define que para cantoneiras e perfis U, as curvas de encurvadura são b e c, respetivamente.

iv. **Cálculo do valor de  $\Phi$ :**

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (4.10)$$

v. **Cálculo do coeficiente de redução de encurvadura:**

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ com } \chi \leq 1,0 \quad (4.11)$$

#### 4.2.1.2 Tração

Os elementos metálicos sujeitos a esforços axiais de tração, como acontece por exemplo em elementos de treliças, verificam a segurança da secção transversal caso cumpram a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.12)$$

em que:

$N_{Ed}$  — valor de cálculo do esforço axial de tração;

$N_{t,Rd}$  — valor de cálculo do esforço normal resistente de tração.

Em casos de secções transversais com furos, o valor de cálculo do esforço normal resistente de tração ( $N_{t,Rd}$ ), deverá assumir o menor dos seguintes valores:

- i. Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.13)$$

- ii. Valor de cálculo da resistência última da secção útil, excluindo os furos nas ligações:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.14)$$

em que:

$f_u$  — tensão última à tração;

Este tipo de elementos tracionados estão muitas vezes relacionados a zonas com ligações, cujas verificações de segurança têm algumas particularidades, que devem obedecer ao exposto na Parte 1-8 do EC3.

#### 4.2.1.3 Esforço transversal

Considerando uma distribuição plástica, assume-se que as tensões tangenciais são resistidas integralmente pela alma do perfil, caso se trate de um elemento em I ou H. A verificação de elementos sujeitos a esforços de corte deve cumprir a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.15)$$

onde:

$V_{c,Rd}$  — valor de cálculo do esforço transversal resistente. Caso se admita um cálculo plástico este valor é obtido por:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (4.16)$$

em que:

$A_v$  — área resistente ao esforço transversal.

Quando existem esforços de corte é ainda necessário verificar se o elemento é suscetível de sofrer encurvadura pela alma. De acordo com o ponto 6.2.6(6) do EC3, isso acontecerá se:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (4.17)$$

em que:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.18)$$

$\eta=1$ , conservativamente.

#### 4.2.1.4 Flexão

Para que a segurança aos momentos fletores seja cumprida, deve respeitar o estabelecido no ponto 6.2.5 do EC3.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.19)$$

em que:

$M_{c,Rd}$  — valor do momento fletor resistente.

O valor do momento fletor resistente é calculado conforme a classe da secção transversal, da seguinte forma:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções de Classe 1 ou 2} \quad (4.20)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções de Classe 3} \quad (4.21)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções de Classe 4} \quad (4.22)$$

em que:

$W_{pl}$  — módulo plástico de flexão;

$W_{el,min}$  — módulo elástico de flexão mínimo;

$W_{eff,min}$  — módulo elástico de flexão da secção efetiva reduzida.

A existência de furos para ligações no banzo tracionado terá de ser considerada exceto em casos onde se verifique a seguinte condição:

$$\frac{A_{f,net} \times 0,9 \times f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.23)$$

onde:

$A_{f,net}$  — área útil do banzo tracionado;

$A_f$  — área bruta do banzo tracionado.

#### 4.2.1.5 Interação entre esforço transversal e momento fletor

Em casos de elementos sujeitos a esforços de corte e momento fletor, pode ser necessário reduzir o valor de cálculo do momento fletor resistente. Tal só é necessário caso se verifique que  $V_{Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$ , sendo assim necessário considerar o valor do momento fletor resistente reduzido ( $M_{y,V,Rd}$ ) conforme o ponto 6.2.8(5) do EC3:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4 t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ mas } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (4.24)$$

em que:

$W_{pl,y}$  — módulo de flexão plástico, em torno de  $y$ ;

$A_w = h_w t_w$ ;

$$\rho = \left( \frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.25)$$

#### 4.2.1.6 Flexão composta

De acordo com o ponto 6.2.9.1 do EC3, elementos com secção transversal de Classe 1 e 2, devem cumprir o seguinte critério para verificarem a segurança à flexão composta:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (4.26)$$

em que:

$M_{N,Rd}$  — momento fletor resistente reduzido pela interação com o esforço axial.

Em secções duplamente simétricas com banzos (I, H ou outras) não é necessário ter em conta a interação de esforços caso sejam cumpridas as seguintes condições:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad (4.27)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.28)$$

Caso não se verifiquem estas condições, a interação entre momento fletor e esforço normal, em secções laminadas correntes em I ou H, pode ser verificada de acordo com o ponto 6.2.9.1(5) do EC3:

$$M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \times \left[ \frac{1-n}{1-0,5a} \right], \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.29)$$

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad \text{se } n \leq a \quad (4.30)$$

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{se } n > a \quad (4.31)$$

em que:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}; \quad (4.32)$$

$$a = (A - 2bf_t)/A \quad \text{mas } a \leq 0,5. \quad (4.33)$$

Caso as secções a verificar sejam retangulares tubulares de espessura uniforme ou soldadas em caixão com banzos e almas iguais, deverão ser usadas as seguintes expressões:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w), \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.34)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f), \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.35)$$

onde:

$$a_w = (A-2bt)/A \quad \text{mas } a_w \leq 0,5 \text{ para secções tubulares};$$

$$a_w = (A-2bt_f)/A \quad \text{mas } a_w \leq 0,5 \text{ para secções em caixão soldadas};$$

$$a_f = (A-2ht)/A \quad \text{mas } a_f \leq 0,5 \text{ para secções tubulares};$$

$$a_f = (A-2bt_w)/A \quad \text{mas } a_f \leq 0,5 \text{ para secções em caixão soldadas}.$$

Além da verificação da resistência da secção transversal é também necessário verificar a segurança em relação à encurvadura por flexão e à encurvadura lateral. Esta verificação é feita de acordo com o exposto no ponto 6.3.3(4) do EC3:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (4.36)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (4.37)$$

em que:

$\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$  — acréscimos de momentos fletores devidos à variação do centro de gravidade em secções de classe 4;

$\chi_y$  e  $\chi_z$  — coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão, conforme 6.3.1;

$\chi_{LT}$  — coeficiente de redução devido à encurvadura lateral, conforme 6.3.2;

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$  — fatores de interação;

$$N_{Rk} = f_y \times A_i; \quad (4.38)$$

$$M_{i,Rk} = f_y \times w_i. \quad (4.39)$$

Os valores de  $N_{Rk}$ ,  $M_{i,Rk}$  e  $\Delta M_{i,Ed}$  são avaliados de acordo com a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Valores de  $N_{Rk}$ ,  $M_{i,Rk}$  e  $\Delta M_{i,Ed}$ . [18]

Classe	1	2	3	4
$A_i$	A	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$W_z$	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Para a determinação dos fatores de interação, o EC3 apresenta dois métodos:

- Método 1: desenvolvido por um grupo de investigadores Franco-Belga;
- Método 2: desenvolvido por um grupo de investigadores Austro-Alemão.

O Anexo Nacional do Eurocódigo 3 permite a utilização de ambos os métodos, sendo que neste dimensionamento foi utilizado o Método 1, pelo que será esse descrito a seguir. Este método envolve o cálculo de diversos termos auxiliares para o cálculo dos fatores de interação.

Numa primeira instância é necessário calcular o valor do momento critico ( $M_{cr}$ ) para posteriormente se proceder à determinação do parâmetro de redução  $X_{LT}$ . O momento critico pode ser calculado utilizando a expressão proposta por Clark e Hill:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left[ \left( \frac{k_z}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right]^{0,5} \quad (4.40)$$

em que:

$C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  — coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos e das condições de apoio, obtidos na Tabela 4.3 e Tabela 4.4;

$K_z$  e  $k_w$  — fatores de comprimento efetivo dependentes das condições de apoio nas extremidades. Conservativamente pode adotar-se  $k_z = k_w = 1,0$ ;

$z_g = (z_o - z_s)$  —  $z_a$  e  $z_s$  são as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da secção;



$z_j = z_s - \left( 0,5 \int_A (y^2 + z^2) (z/I_y) dA \right)$  — parâmetro que traduz o grau de assimetria da secção em relação ao eixo y, sendo nulo em vigas de secção duplamente simétrica.

Tabela 4.3 - Coeficientes  $C_1$  e  $C_3$  para vigas com momentos de extremidade. [26]

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	$k_x$	$C_1$	$C_3$	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\Psi = +1$	1.0	1.00	1.000	
		0.5	1.05	1.019	
	$\Psi = +3/4$	1.0	1.14	1.000	
		0.5	1.19	1.017	
	$\Psi = +1/2$	1.0	1.31	1.000	
		0.5	1.37	1.000	
	$\Psi = +1/4$	1.0	1.52	1.000	
		0.5	1.60	1.000	
	$\Psi = 0$	1.0	1.77	1.000	
		0.5	1.86	1.000	
	$\Psi = -1/4$	1.0	2.06	1.000	0.850
		0.5	2.15	1.000	0.650
	$\Psi = -1/2$	1.0	2.35	1.000	$1.3 - 1.2\psi_f$
		0.5	2.42	0.950	$0.77 - \psi_f$
	$\Psi = -3/4$	1.0	2.60	1.000	$0.55 - \psi_f$
		0.5	2.45	0.850	$0.35 - \psi_f$
	$\Psi = -1$	1.0	2.60	$-\psi_f$	$-\psi_f$
		0.5	2.45	$-0.125 - 0.7\psi_f$	$-0.125 - 0.7\psi_f$

■ Em vigas submetidas a momentos de extremidade, por definição  $C_2 z_s = 0$ ;  
 ■  $\psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}$ , sendo  $I_{fc}$  e  $I_{ft}$  os momentos de inércia dos banzos comprimido e traçionado, respectivamente, em relação ao eixo de menor inércia da secção (eixo z);  
 ■  $C_1$  deve ser dividido por 1.05 quando  $\frac{\pi}{k_x L} \sqrt{\frac{EI_T}{GJ_T}} \leq 1.0$ , mas  $C_1 \geq 1.0$ .

Tabela 4.4 - Coeficientes  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  para vigas com cargas transversais. [26]

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	$k_x$	$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1.0	1.12	0.45	0.525
		0.5	0.97	0.36	0.478
		1.0	1.35	0.59	0.411
		0.5	1.05	0.48	0.338
		1.0	1.04	0.42	0.562
		0.5	0.95	0.31	0.539

A determinação do parâmetro de redução XLT correspondente à esbelteza normalizada ( $\bar{\lambda}_{LT}$ ) deverá ser feita conforme o ponto 6.3.2.2 do EC3.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ com } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (4.41)$$

em que:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} \quad (4.42)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (4.43)$$

$\alpha_{LT}$  — fator de imperfeição que depende da curva de encurvadura da Tabela 4.5;

Tabela 4.5 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura.[18]

Curva de encurvadura	a <sub>0</sub>	a	b	c
Fator de imperfeição $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 4.6 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais.[18]

Secção transversal	Limites	Curva de encurvadura
Secções em I laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Secções em I soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Outras secções transversais	-	d

O cálculo dos fatores de interação  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  e  $k_{zz}$  de acordo com o Método 1 explícito no Anexo A do EC3, são calculados de acordo com a Tabela 4.7 e Tabela 4.8.


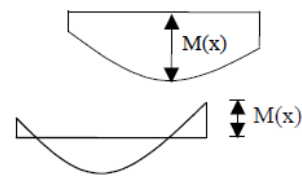


Tabela 4.7 – Fatores de interação  $k_{ij}$ . [26]

Factores de interação	Hipóteses de cálculo	
	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
$k_{yy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
$k_{yz}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
$k_{zy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
$k_{zz}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$
Termos auxiliares:		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ <p>com <math>b_{LT} = 0,5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}</math></p>	

$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$ $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$ $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M0}}$ $C_{my} \text{ ver o Quadro A.2}$ $a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ $\text{com } c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$ $C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ $\text{com } d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$ $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[ 2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - e_{LT} \right] n_{pl} \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ $\text{com } e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$
$\bar{\lambda}_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{array} \right.$ <p><math>\bar{\lambda}_0</math> = esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral para o caso de momento flector uniforme, ou seja, <math>\psi_y = 1,0</math> no Quadro A.2</p> <p><math>\bar{\lambda}_{LT}</math> = esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral</p> <p>Se <math>\bar{\lambda}_0 \leq 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}} \right)}</math> :</p> $C_{my} = C_{my,0}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = 1,0$	

<p>Se <math>\bar{\lambda}_0 &gt; 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}} \right)}</math> :</p> $C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right) \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}} \right)}} \geq 1$	<p><math>C_1</math> = coeficiente para ter em conta a distribuição de momentos e as condições de apoio nas extremidades; <math>C_1</math> poderá tomar-se igual a <math>k_c^{-2}</math>, em que <math>k_c</math> é obtido do Quadro 6.6</p> <p><math>C_{mi,0}</math> ver o Quadro A.2</p> <p><math>\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}</math> para as secções transversais das Classes 1, 2 e 3</p> <p><math>\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}</math> para as secções transversais da Classe 4</p> <p><math>N_{cr,y}</math> = esforço normal crítico de encurvadura elástica por flexão em torno do eixo y-y</p> <p><math>N_{cr,z}</math> = esforço normal crítico de encurvadura elástica por flexão em torno do eixo z-z</p> <p><math>N_{cr,T}</math> = esforço normal crítico de encurvadura elástica por torção</p> <p><math>I_T</math> = constante de torção de St. Venant</p> <p><math>I_y</math> = momento de inércia em relação ao eixo y-y</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tabela 4.8 – Coeficientes de momento uniforme equivalente  $C_{mi,0}$ . [26]

Diagrama de momentos	$C_{mi,0}$
 $M_1$ $\psi M_1$ $-1 \leq \psi \leq 1$	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
 $M(x)$ $M(x)$	$C_{mi,0} = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI_i  \delta_x }{L^2  M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $M_{i,Ed}(x)$ valor máximo do momento $M_{y,Ed}$ ou $M_{z,Ed}$ correspondente a uma análise de primeira ordem $ \delta_x $ flecha máxima ao longo do elemento
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{L_y^2} \quad (4.44)$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times EI_z}{L_z^2} \quad (4.45)$$

#### 4.2.1.7 Flexão desviada

A verificação da segurança em elementos sujeitos a flexão desviada encontra-se descrita no ponto 6.2.9.1(6) do EC3 e deve satisfazer o seguinte critério:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (4.46)$$

em que:

$\alpha$  e  $\beta$  — constantes, que de forma conservativa, poderão ser considerados 1, ou então calculados da seguinte forma:

— Secções em I ou H:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \text{ mas } \beta \geq 1$$

— Secções circulares tubulares:

$$\alpha = 2 ; \beta = 2 \text{ e } M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd}(1-n^{1,7})$$

— Secções retangulares tubulares:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \text{ mas } \alpha = \beta \leq 6$$

### 4.3 BETÃO ARMADO

Seguidamente apresentam-se as especificações do EC2 relativamente à verificação de segurança das secções transversais. Estas serão abordadas para estados limite últimos e de utilização, de forma a garantir o bom dimensionamento dos elementos estruturais. Por conseguinte, são abordados alguns conceitos teóricos básicos e regras de dimensionamento, para elementos sujeitos a esforços de: flexão, esforço transversal, torção e punçoamento, este último com uma maior incidência do fenómeno em sapatas. Também serão analisadas as verificações relativas a fenómenos de deformação e fendilhação dos elementos de betão armado.

#### 4.3.1 Estado limite último

##### 4.3.1.1 Flexão

No caso de esforços de flexão, o EC2 prevê a possibilidade de se realizar uma redistribuição dos momentos, em análise linear elástica, desde que após a redistribuição os momentos continuem a equilibrar as cargas aplicadas. Esta redistribuição poderá ser realizada sem verificar a capacidade de rotação no caso de vigas e lajes contínuas solicitadas predominantemente à flexão em que a relação entre os vãos adjacentes esteja entre 0,5 e 2, desde que sejam cumpridos os seguintes requisitos do ponto 5.5(4) do EC2:

$$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot \frac{x_u}{d} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.47)$$

$$k_1 = 0,44 \quad ; \quad k_2 = 1,25 \times \left( 0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \quad (4.48)$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰} \quad (4.49)$$

em que:

$\delta$  —relação entre o momento após a redistribuição e o momento fletor elástico;

$\chi$  —profundidade do eixo neutro no estado limite último após a redistribuição;

$d$  —altura útil da secção;

$$M_{Ed \text{ após redistribuição}} \geq \delta \times M_{Ed \text{ antes redistribuição}} \quad (4.50)$$

De referir que a redistribuição de esforços não deve ser realizada em pórticos pré-esforçados, e obviamente em pilares e vigas em consola. Uma vez analisados os esforços de cálculo, o dimensionamento da armadura de flexão é realizado admitindo que esta se encontra em cedência, por forma a mobilizar integralmente a capacidade resistente da armadura. Esta condição apenas é verdadeira se for verificada a seguinte condição:

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{syd} \quad (4.51)$$

O cálculo do momento fletor resistente foi efetuado recorrendo ao método simplificado do bloco retangular de tensões, esquematizado na Figura 4.1.

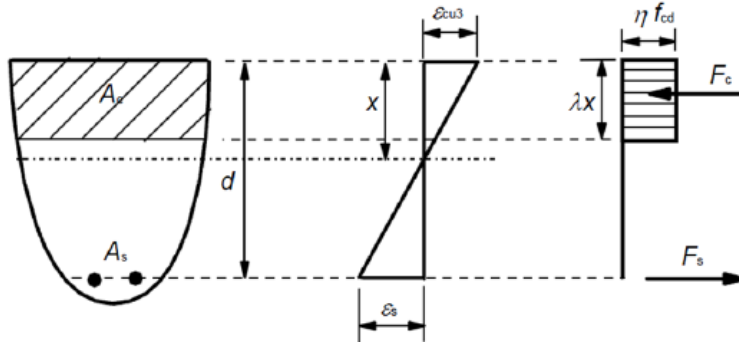


Figura 4.1 – Modelo simplificado do bloco retangular de tensões. [24]

O valor dos parâmetros  $\lambda$  e  $\eta$  variam conforme a resistência à compressão característica do betão ( $f_{ck}$ ), de acordo com a Figura 4.2.

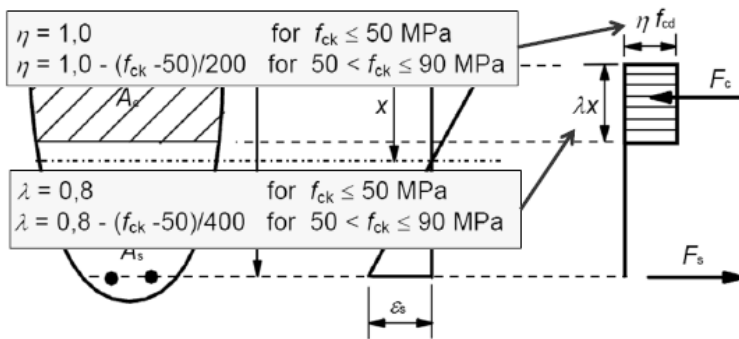


Figura 4.2 – Valor dos parâmetros  $\lambda$  e  $\eta$ . [24]

Desta forma, e assumindo o equilíbrio estático obtém-se o seguinte sistema de equações:

$$\begin{cases} \Sigma F_x = 0 \\ \Sigma M = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} F_c = F_s \\ M_{Ed} = F_c \times d - \frac{\lambda x}{2} \end{cases} \quad (4.52)$$

Sabendo que:

$$F_c = \lambda x \times f_{cd} \times b \quad (4.53)$$

$$F_s = A_s \times f_{yd} \quad (4.54)$$

Desta forma e substituindo no sistema de equações anterior obtemos as equações de dimensionamento:

$$\begin{cases} 0,8x \times f_{cd} \times b = A_s \times f_{yd} \Rightarrow A_s = \dots \\ M_{Ed} = 0,8x \times f_{cd} \times b \times (d - 0,4x) \Rightarrow x = \dots \end{cases} \quad (4.55)$$

Nas situações mais correntes, com a rotura da secção pelo betão e com as armaduras em cedência ( $\sigma_s = f_{syd}$ ), e assumindo que a extensão do betão em compressão  $\epsilon_c = 3,5\%$ , chega-se através de desenvolvimento das expressões referidas, às seguintes equações de cálculo:

- Momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (4.56)$$

- Percentagem mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (4.57)$$

- Armadura necessária:

$$A_s = \frac{\omega \times b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.58)$$

Através das equações anteriores ou através de ábacos e tabelas é possível determinar uma solução de armadura que garanta o equilíbrio estático da secção, garantindo assim a sua segurança. No entanto, e de acordo com o ponto 9.2.1.1, a solução de armadura adotada deve cumprir um valor mínimo e máximo dados por:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \\ 0,0013 \times b_t \times d \end{cases} \quad (4.59)$$

$$A_{s,máx} \leq 0,04 \times b_t \times h \quad (4.60)$$

#### 4.3.1.2 Esforço transversal

Um elemento sujeito a esforço transversal apresenta uma evolução não linear das tensões, que pode levar à rotura em fase fendilhada da secção, pelo que se torna importante a sua verificação de segurança em relação aos estados limite últimos. Contudo, nem todos os elementos sujeitos a um esforço de corte necessitam de armadura para resistir a essa solicitação, nomeadamente quando a secção de betão tem capacidade resistente para que, por si só, consiga resistir ao esforço atuante.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (4.61)$$

em que:

$V_{Ed}$  — esforço transversal atuante;

$V_{Rd,c}$  — esforço transversal resistente pela secção de betão.

O valor do esforço transversal resistente da secção de betão pode ser calculado de acordo com o explicitado no ponto 6.2.2(1) do EC2:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad (4.62)$$

em que:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (4.63)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm} \quad (4.64)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02 \quad (4.65)$$

$A_{sl}$  — área da armadura tracionada;

$b_w$  — menor largura da secção transversal.

Caso a condição anterior não se verifique, é necessário dimensionar uma solução de armadura para resistir ao esforço transversal. Para tal, o cálculo dessa armadura de acordo com o EC2 baseia-se num modelo de treliça, apresentado na Figura 4.3.

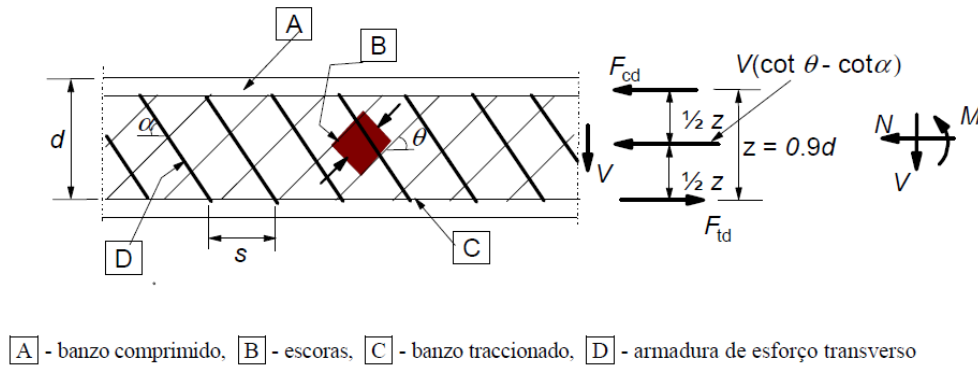


Figura 4.3 - Modelo Treliça. [17]

$\alpha$  — ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga;

$\theta$  — ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

$z$  — braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento.

De acordo com o ponto 6.2.3(2) do EC2, o ângulo  $\theta$  tem um valor limitado, sendo os valores recomendados:

$$1 < \cot \theta \leq 2,5 \quad (4.66)$$



O valor de cálculo do esforço transversal resistente ( $V_{Rd}$ ), em elementos com armaduras de esforço transversal constituídas por estribos verticais, é determinado de acordo com o ponto 6.2.3(3) do EC2:

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \\ V_{Rd,m\acute{a}x} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \end{array} \right. \quad (4.67)$$

em que:

$A_{sw}$  —área da secção transversal das armaduras de esforço transversal existente no comprimento  $s$ ;

$s$  —espaçamento entre estribos;

$f_{ywd}$  —valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

$\alpha_{cw}$  —coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;  $\alpha_{cw}=1$ , para estruturas não pré-esforçadas;

$v_1$  —coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

$$v_1 = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (4.68)$$

Assim, o cálculo da armadura necessária para resistir ao esforço transversal é dado por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta} \quad (4.69)$$

A taxa de armadura de esforço transversal ( $\rho_w$ ) é dada pela equação abaixo e deve ser superior a  $\rho_{wmin}$ .

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{S} \times b_w \quad (4.70)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08 \times \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \quad (4.71)$$

Os estribos da armadura devem respeitar um espaçamento longitudinal máximo ( $S_{l,m\acute{a}x}$ ), dependente da altura útil da secção e da inclinação dos estribos. Este espaçamento pode ser determinado através da seguinte equação:

$$S_{l,m\acute{a}x} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \quad (4.72)$$

O espaçamento transversal entre ramos ( $S_{t,m\acute{a}x}$ ) é dado pela seguinte equação:

$$S_{t,m\acute{a}x} = 0,75 \times d \leq 600mm \quad (4.73)$$

### 4.3.1.3 Torção

De acordo com o definido no EC2, a resistência das secções à torção pode ser calculada com base numa secção fechada de paredes finas, na qual o equilíbrio é satisfeito através de tensões tangenciais. Desta forma, as secções cheias podem ser idealizadas como secções ocas equivalentes, conforme a Figura 4.4.

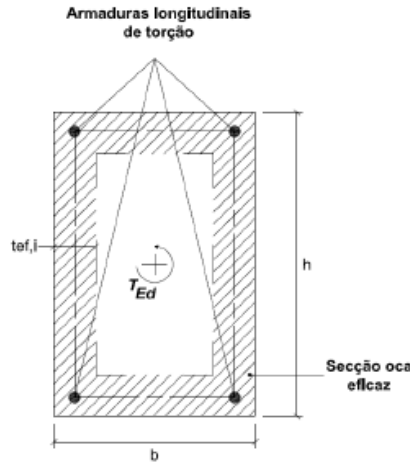


Figura 4.4 – Modelo de cálculo de uma secção à torção.[11]

A distribuição dos momentos torsores deve ser proporcional à rigidez de torção do elemento, quando este não se encontra fendilhado. A tensão tangencial de uma secção de parede fina sujeita a um momento torsor pode ser calculada de acordo com a expressão seguinte:

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (4.74)$$

em que:

$T_{Ed}$  —valor de cálculo do momento torsor aplicado;

$\tau_{t,i}$  —tensão tangencial de torção na parede  $i$ ;

$t_{ef,i}$  —espessura eficaz da parede;

$A_k$  —área limitada pelas linhas médias incluindo as zonas ocas.

A espessura eficaz da parede ( $t_{ef,i}$ ) pode ser considerada como o maior valor entre o dobro da distância entre a face exterior e o eixo das armaduras e  $A/u$ , sendo  $A$  a área total da secção transversal e  $u$  o perímetro de controlo exterior da secção.

$$t_{ef,i} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \left( c + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{varão}}{2} \right) \\ \frac{A}{u} \end{array} \right. \quad (4.75)$$

O valor de  $A_k$  pode ser determinado de acordo com a equação 4.76 :

$$A_k = (b - t_{ef,i})(h - t_{ef,i}) \quad (4.76)$$

O esforço tangencial  $V_{Ed,i}$  pode ser calculado por:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} \times z_i \quad (4.77)$$

em que:

$z_i$  — comprimento da parede, definido pelos pontos de interseção entre paredes adjacentes. Em vigas considera-se:  $z_i = 0,9 \times d$

Para que uma secção seja considerada apta a resistir ao esforço torsor deve ser cumprida a seguinte condição, expressa no ponto 6.3.2(4) do EC2.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,máx}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,máx}} \leq 1,0 \quad (4.78)$$

em que:

$T_{Ed}$  — valor de cálculo do momento torsor;

$V_{Ed}$  — valor de cálculo do esforço transversal;

$T_{Rd,máx}$  — valor de cálculo do momento torsor resistente.

O valor de cálculo do momento torsor resistente pode ser obtido por:

$$T_{Rd,máx} = 2 \times \alpha_{cw} \times v \times f_{cd} \times A_k \times t_{ef,i} \times \sin \theta \cos \theta \quad (4.79)$$

O cálculo da armadura longitudinal de torção ( $A_{sl}$ ) pode ser realizado através da seguinte expressão:

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed} \times u_k \times \cot \theta}{2 \times A_k \times f_{yd}} \quad (4.80)$$

em que:

$u_k$  — perímetro da área  $A_k$ , calculado por:

$$u_k = 2 \times (b - t_{ef,i} + h - t_{ef,i}) \quad (4.81)$$

Os varões longitudinais devem ser dispostos de modo a que haja pelo menos um varão em cada canto da secção. Estes devem ser distribuídos ao longo do contorno interno das cintas com um espaçamento máximo de 350mm.

Para secções cheias aproximadamente retangulares, só é necessária uma armadura mínima caso se verifique a seguinte condição:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0 \quad (4.82)$$

em que:

$T_{Rd,c}$ —momento tisor de fendilhação, impondo  $\tau_{t,i} = f_{cd}$ ;

Os efeitos de torção e de esforço transversal podem ser sobrepostos, sendo desta forma possível obter a armadura necessária para a resistência à torção dos elementos, através da seguinte expressão:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{V_{Ed}}{2 \times A_k \times f_{yd} \times \cot \theta} \quad (4.83)$$

Por fim, a área resultante da combinação dos esforços de torsão e corte pode ser calculada por:

$$\frac{A_{sw,total}}{s} = 2 \times \frac{A_{st}}{s} + \frac{A_{sw}}{s} \quad (4.84)$$

#### 4.3.1.4 Punçoamento

O punçoamento é um fenómeno que está estritamente ligado ao esforço transversal, sendo que este se desenvolve em torno de uma área sujeita a um carregamento. Este fenómeno ocorre, geralmente, em lajes fungiformes na zona dos pilares ou em lajes sujeitas a cargas pontuais, e também em sapatas.

Na ocorrência de punçoamento são mobilizadas forças como a compressão radial, o atrito entre os inertes do betão e o efeito de ferrolho, conforme se pode ver na Figura 4.5.

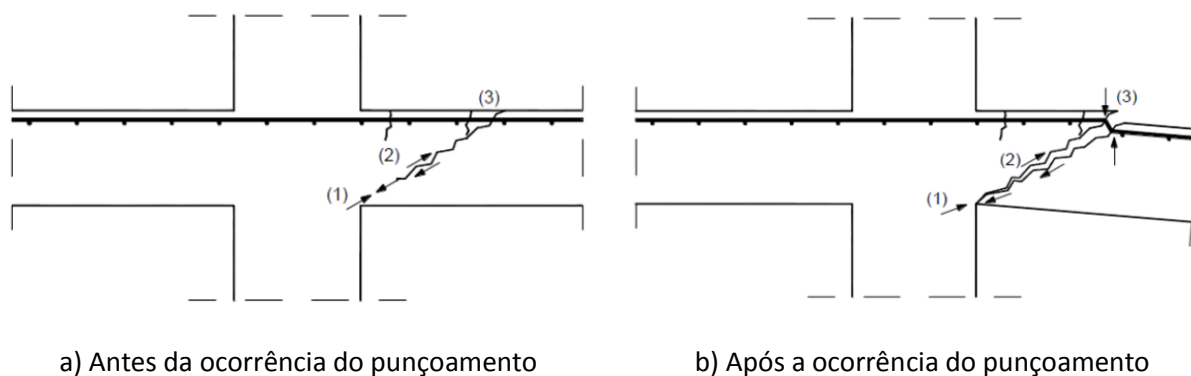


Figura 4.5 – Mecanismo de resistência ao punçoamento.[24]

Este fenómeno está então dependente não só das dimensões e geometria das secções transversais de betão como também da armadura longitudinal, da resistência do betão e das armaduras transversais caso existam.

A verificação ao punçoamento passa por analisar os esforços numa determinada área em torno do pilar, delimitada por um perímetro de controlo, que segundo o EC2 deve distar  $2d$  da área carregada, conforme a Figura 4.6.

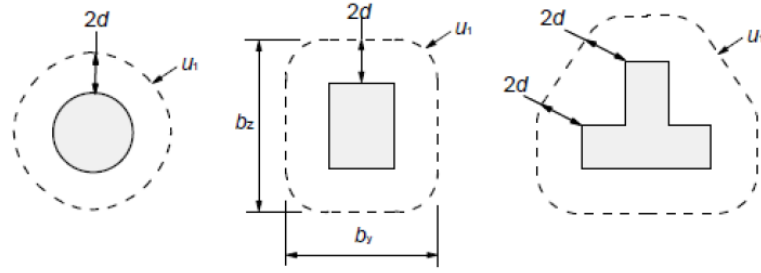


Figura 4.6 – Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas. [17]

É então neste perímetro que deve ser feito o controlo do punçoamento, sendo necessário garantir que a máxima tensão de corte ( $V_{Ed}$ ) não é superior à resistência máxima ao punçoamento ( $V_{Rd,máx}$ ).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,máx} \quad (4.85)$$

Sendo que:

$$V_{Rd,máx} = 0,5 \times v \times f_{cd} \quad (4.86)$$

O ponto 6.4.3(2) do EC2 também obriga a garantir que a tensão de corte não excede o valor de cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura ( $V_{Rd,c}$ ), caso contrário será necessário dimensionar uma armadura de punçoamento ou capitel.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (4.87)$$

O valor de cálculo do esforço atuante pode ser determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \times d} \quad (4.88)$$

em que:

$\beta$ —fator de agravamento da resultante do esforço de punçoamento;

$u_i$ —perímetro de controlo considerado;

$d$  —altura útil.

O cálculo do fator de agravamento  $\beta$  varia consoante a excentricidade da carga e a geometria do pilar e seu posicionamento, sendo determinado de acordo com as expressões abaixo apresentadas.

1. Reação do apoio excêntrica em relação ao perímetro de controlo:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \times \frac{u_1}{W_1} \quad (4.89)$$

## 1.1. Pilares circulares:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \times \frac{e}{D + 4d} \quad (4.90)$$

## 1.2. Pilar retangular interior, com carga excêntrica em relação aos dois eixos:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (4.91)$$

## 2. Pilares de bordo com excentricidade nas duas direções ortogonais:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (4.92)$$

## 3. Pilares de canto:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (4.93)$$

O EC2 também propõe valores para o fator  $\beta$  de acordo com a Figura 4.7, para os casos “em que a estabilidade lateral não depende do funcionamento de pórticos formados por lajes e pilares, e em que os vãos dos tramos adjacentes não diferem mais de 25 %”

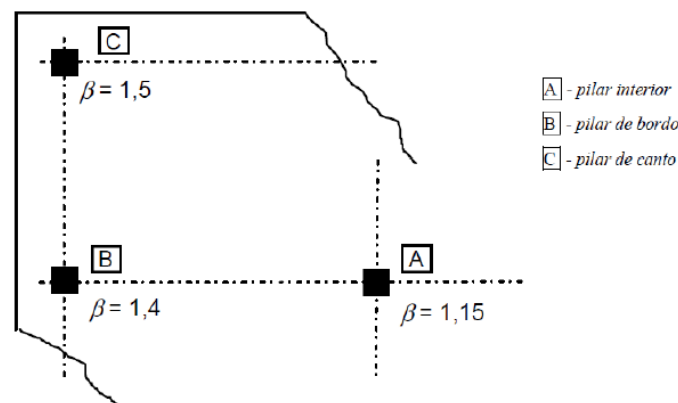


Figura 4.7 – Valores recomendados para o fator  $\beta$ . [17]

No caso de sapatas de pilares, a resistência ao punçoamento deverá ser verificada nos perímetros de controlo localizados a uma distância não superior a  $2d$  da face do pilar. No cálculo do esforço de punçoamento é necessário ter em consideração o valor da reação do solo no perímetro de controlo na base da sapata, minorando assim os efeitos do esforço de punçoamento atuante.

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (4.94)$$

em que:

$\Delta V_{Ed}$  — reação vertical útil no interior do perímetro de controlo considerado.

Assim, em sapatas, o cálculo do valor da resistência ao punçoamento, sem armadura, é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \times k(100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} \times 2d \geq 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \times \frac{2d}{a} \quad (4.95)$$

em que:

$a$  —distância da periferia do pilar ao perímetro de controlo considerado;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ em mm} \quad (4.96)$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (4.97)$$

Caso seja necessário recorrer a armadura de punçoamento, esta deverá ser calculada com o exposto no ponto 6.4.5 do EC2.

$$V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) \times A_{sw} \times f_{ywd,ef} \times \left( \frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha \quad (4.98)$$

em que:

$A_{sw}$  —área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar, em mm<sup>2</sup>;

$s_r$  —espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento, em mm;

$f_{ywd,ef}$  —valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento, obtida por:  $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ ;

$d$  —média das alturas úteis nas direções ortogonais;

$\alpha$  —ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje.

Para determinar o perímetro a partir do qual não é necessária armadura de punçoamento, o EC2 fornece a seguinte expressão:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{V_{Rd,c} \times d} \quad (4.99)$$

## 4.3.2 Estado limite de utilização

### 4.3.2.1 Fendilhação

Em elementos de betão armado, o aparecimento de fendilhação é praticamente inevitável, pelo que se torna importante controlar essa mesma fendilhação. Esta verificação pode até ter um carácter condicionante no dimensionamento, como por exemplo em elementos em contacto com líquidos ou em

ambientes muito agressivos. O EC2, no ponto 7.3, estabelece regras para o controlo da fendilhação, de forma a garantir a durabilidade dos elementos, sendo que o valor a considerar para a largura de fendas ( $W_k$ ) pode ser determinado de acordo com o expresso no ponto 7.3.4(1):

$$w_k = S_{r,m\acute{a}x}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.100)$$

em que:

$S_{r,m\acute{a}x}$ —distância máxima entre fendas;

$\varepsilon_{sm}$ —extensão média da armadura para a combinação de ações considerada;

$\varepsilon_{cm}$  —extensão média no betão entre fendas.

O valor da distância máxima entre fendas ( $S_{r,m\acute{a}x}$ ) pode ser calculado de acordo com o ponto 7.3.4(3).

$$S_{r,m\acute{a}x} = k_2 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (4.101)$$

em que:

$\emptyset$ — diâmetro dos varões. No caso de existirem varões de diâmetros diferentes numa secção, deverá utilizar-se um diâmetro equivalente,  $\emptyset_{eq}$ . Para uma secção com  $n_1$  varões de diâmetro  $\emptyset_1$  e  $n_2$  varões de diâmetro  $\emptyset_2$ , deverá utilizar-se a seguinte expressão:

$$\emptyset_{eq} = \frac{n_1 \emptyset_1^2 + n_2 \emptyset_2^2}{n_1 \emptyset_1 + n_2 \emptyset_2} \quad (4.102)$$

$k_1$ —coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes;

= 0,8 para varões de alta aderência;

= 1,6 para armaduras com uma superfície efetivamente lisa;

$k_2$ —coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões;

= 0,5 para a flexão;

= 1,0 para a tração simples.

De acordo com o ponto 7.3.4(2), o valor de  $\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$  pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.103)$$

em que:

$\sigma_s$ —tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada;

$\alpha_e$ —relação  $\frac{E_s}{E_{cm}}$ ;



$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (4.104)$$

$A_{c,eff}$ —área da secção efetiva de betão tracionado, dado por:

$$A_{c,eff} = b \times h_{c,ef} \quad (4.105)$$

$k_t$ —coeficiente função da duração do carregamento:

= 0,6 para ações de curta duração;

= 0,4 para ações de longa duração.

O valor da altura efetiva ( $h_{c,ef}$ ) toma um valor igual ao menor dos seguintes:

$$2,5 \times (h - d) ; \frac{(h - x)}{3} ; \frac{h}{2} \quad (4.106); (4.107); (4.108)$$

A fendilhação de um elemento de betão ocorre quando as tensões de tração atuantes são superiores ao valor médio da tensão de rotura do betão à tração ( $f_{ctm}$ ). Desta forma, e conhecendo os esforços a que a secção está sujeita, é possível saber se uma peça vai fendilhar.

Chega-se, portanto, à conclusão que a fendilhação só ocorre quando a tensão  $\sigma_s$  é superior à tensão na armadura de tração calculada nas condições de carregamento, que provocam o início da fendilhação  $\sigma_{sr}$ .

$$\sigma_s \geq \sigma_{sr} \quad (4.109)$$

Admitindo:

$$f_{ctm} = \frac{M_{fend}}{w_c} \Rightarrow M_{fend} = f_{ctm} \times w_c \Rightarrow M_{fend} = f_{ctm} \times \frac{bh^2}{6} \quad (4.110)$$

$$\sigma_{sr} = \sigma_s = C_s \times \frac{M_{fend}}{bd^2} \quad (4.111)$$

$$\sigma_{sr} = C_s \times f_{ctm} \times \frac{bh^2}{6} \times \frac{1}{bd^2} = \frac{C_s \times f_{ctm} \times h^2}{6 \times d^2} \quad (4.112)$$

$$\sigma_{sr} = \frac{C_s \times f_{ctm} \times h^2}{6 \times d^2} \quad (4.113)$$

Para a obtenção do valor de  $\sigma_s$  utilizam-se os valores da Tabela 4.9, onde, a partir do valor de percentagem de armadura ( $\rho$ ), se obtém a profundidade do eixo neutro ( $\xi$ ) e o valor de um coeficiente  $C_s$  que permite calcular o valor da tensão instalada na armadura ( $\sigma_s$ ), de acordo com as expressões indicadas.

$$\xi = \frac{x}{d} ; \rho = \frac{A_s}{bd} ; \sigma_s = C_s \times \frac{M}{bd^2} ; \sigma_s = C_s \times \frac{M}{bd^2} \quad (4.114); (4.115); (4.116); (4.117)$$

Tabela 4.9 – Valores de cálculo.

$\rho \%$	$\xi$	$C_c$	$C_s$	$\zeta$	$\rho \%$	$\xi$	$C_c$	$C_s$	$\zeta$
0,10	0,132	15,87	1045,94	0,956	1,06	0,366	6,22	107,47	0,878
0,12	0,143	14,65	875,16	0,952	1,08	0,369	6,18	105,58	0,877
0,14	0,154	13,70	752,91	0,949	1,10	0,372	6,14	103,77	0,876
0,16	0,164	12,93	661,05	0,945	1,12	0,374	6,10	102,02	0,875
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...

A partir do valor obtido para  $\sigma_s$  pode calcular-se o valor de  $\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$  e em seguida o valor da distância máxima entre fendas ( $S_{r,max}$ ). Por fim obtém-se o valor característico da largura das fendas.

Os limites para a largura de fendas são impostos pelo EC2 no ponto 7.3.1, de acordo com a Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Valores recomendados para a largura de fendas ( $W_k$ ). [17]

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de ações quase-permanente	Combinação de ações frequente
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

#### 4.3.2.2 Deformação

Tendo em conta a função da estrutura e a sua natureza devem ser estabelecidos limites para as deformações, de forma a evitar que estas ponham em causa o funcionamento da estrutura ou elemento. O EC2 estabelece que não é necessário calcular as flechas, em vigas e lajes, caso sejam respeitados os limites da relação vão/altura.

Em relação aos limites da flecha de um elemento, o EC2 impõe os seguintes valores:

$$\frac{l}{250} \rightarrow \text{funcionamento adequado} \quad (4.118)$$

$$\frac{l}{500} \rightarrow \text{danos em elementos não estruturais} \quad (4.119)$$

De uma forma generalizada, os elementos que cumpram a seguinte relação vão/altura ( $l/d$ ) não precisam de ser verificados em relação à sua deformação.

$$\frac{l}{d} \leq \lambda \quad (4.120)$$

em que:

$$\lambda = \lambda_0 \cdot K_T \cdot K_l \cdot K_\sigma \quad (4.121)$$

$K_T$ —fator corretivo para secções em T;

$K_l$ —fator corretivo para vãos superiores a 7m;

$K_\sigma$ — fator corretivo devido à tensão no aço.

Os fatores corretivos mencionados podem ser obtidos de acordo com as expressões a seguir expostas:

$$K_T = \begin{cases} 1, & \text{para secções retangulares} \\ 0,8, & \text{para secções em T} \end{cases} \quad (4.122)$$

$$K_l = \begin{cases} \frac{7}{l_{eff}}, & \text{para vigas e lajes que suportem divisórias, com } l_{eff} \geq 7,0m \\ 1, & \text{para } l_{eff} \leq 7,0m \\ \frac{8,5}{l_{eff}}, & \text{para lajes fungiformes, com } l_{eff} \geq 8,5m \end{cases} \quad (4.123)$$

$$K_\sigma = \frac{500}{f_{yk}} \quad (4.124)$$

Os valores do coeficiente K poderão ser consultados na Tabela 4.11, onde também são indicados os valores obtidos pela equação acima para os casos correntes (Betão C30,  $\sigma_s=310\text{MPa}$ , diferentes sistemas estruturais e percentagens de armadura  $\rho=0,5\%$  e  $\rho=1,5\%$ ).

Tabela 4.11 – Valores básicos da relação l/d. [17]

Sistema Estrutural	K	Betão fortemente solicitado $\rho=1,5\%$	Betão levemente solicitado $\rho=0,5\%$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direção ou de uma laje armada em duas direções contínua ao longo do lado maior	1,3	18	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1,5	20	30
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

Para valores de percentagens de armaduras ou tipos de betão diferentes, pode calcular-se o valor de l/d através das seguintes expressões:

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (4.125)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (4.126)$$

em que:

$K$ —coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;

$\rho_0$ —taxa de armaduras de referência =  $10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$ ;

$\rho$ —taxa de armadura de tração necessária a meio vão;

$\rho'$ —taxa de armadura de compressão necessária a meio vão.

Para o cálculo analítico da deformação a longo prazo de elementos de betão armado existem diversos métodos como o Método Bilinear e o Método dos Coeficientes Globais, sendo que em seguida será explicitado o segundo. Este método permite obter uma estimativa, de forma expedita, da flecha a longo prazo ( $a_t$ ) a partir da flecha instantânea ( $a_c$ ). Isto é conseguido com a correção da flecha instantânea através de coeficientes globais de correção ( $k$ ), que têm em consideração os efeitos da fendilhação, fluência e efeitos da armadura.

O cálculo da flecha sob cargas instantâneas ( $a_0$ ), é feito através da expressão seguinte:

$$a_0 = a_c \times k_0 \quad (4.127)$$

em que:

$K_0$ —coeficiente global de correção para flechas instantâneas, dependente do nível de solicitação ( $M_{rd}/M_D$ ) e da armadura tracionada ( $\rho$  e  $\alpha\rho$ ). A influência da armadura de compressão é reduzida, pelo que se considera  $\rho'/\rho=0,25$ .

No que concerne à flecha a longo prazo ( $a_t$ ), esta pode ser determinada pela expressão:

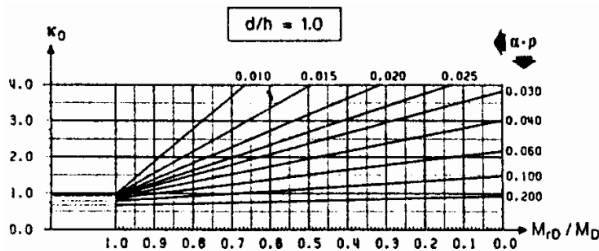
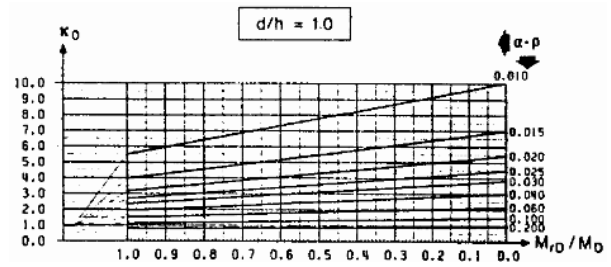
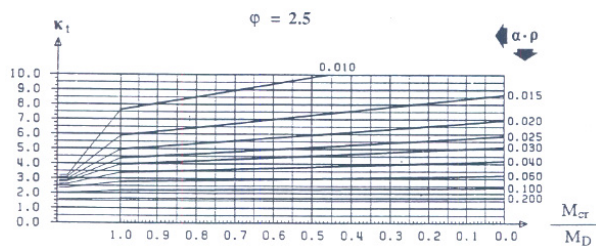
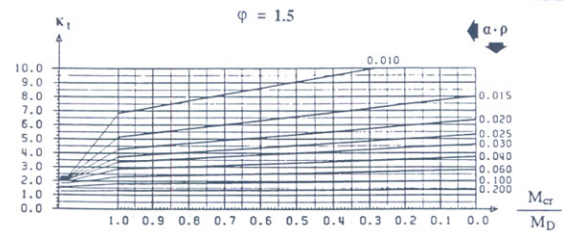
$$a_t = a_c \times k_t \times \eta \quad (4.128)$$

em que:

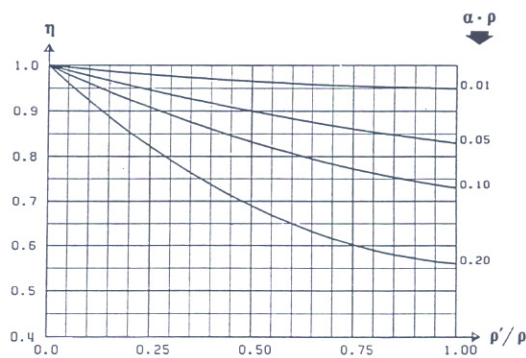
$K_t$ —coeficiente global de correção para flechas sob cargas de longa duração, tendo em consideração o nível de solicitação ( $M_{rd}/M_D$ ), a armadura tracionada e a fluência;

$\eta$ —coeficiente de correção que tem em consideração a influência da armadura de compressão.

Os valores dos coeficientes  $k_0$  e  $k_t$  são obtidos através de ábacos, apresentados na Figura 4.8 e na Figura 4.9, a título exemplificativo.

a) Primeiro carregamento ( $\beta_2=1$ )b) Cargas repetidas ( $\beta_2=0,5$ )Figura 4.8 – Ábacos para a determinação do coeficiente  $k_0$ .a)  $\beta_2=0,5$  ;  $\Psi=2,5$ b)  $\beta_2=0,5$  ;  $\Psi=1,5$ Figura 4.9 – Ábacos para a determinação do coeficiente  $k_t$ .

O coeficiente  $\eta$  também é obtido através de um ábaco, apresentado na Figura 4.10.

Figura 4.10 – Ábaco para determinação do coeficiente  $\eta$ .

No dimensionamento estrutural dos elementos abordados nos capítulos 6 e 7, usou-se um coeficiente de 3,0 para a determinação da flecha a longo prazo, por se tratar de um valor usual para os tipos de armadura e betão utilizados.

#### 4.3.2.3 Assentamento de fundações

Os assentamentos das fundações podem ser decompostos em duas parcelas, relativas a assentamentos imediatos e por consolidação, sendo este tipo de fenómeno calculado, segundo o EC7, para as combinações frequentes de estados limite de utilização. Neste capítulo apenas serão abordados os

assentamentos imediatos ( $S_i$ ) direcionados para as lajes de fundo, que podem ser estimados recorrendo à teoria da elasticidade:

$$S_i = p \times B \times \frac{(1 - \nu_s^2)}{E_s} \times I_s \quad (4.129)$$

em que:

$p$ —pressão exercida sobre a laje de fundação;

$B$ —largura da laje de fundo;

$E_s$ —módulo de deformabilidade do solo;

$\nu_s$ —coeficiente de Poisson do solo;

$I_s$ —fator que depende da geometria e rigidez da sapata, bem como do ponto da mesma sob o qual se pretende o assentamento.

O valor do assentamento imediato obtido na análise estrutural deverá estar enquadrado nos parâmetros para a deformabilidade das lajes de fundo, e no par ação/reação do solo, que assume um valor máximo igual à tensão admissível do solo. Esta análise da interação solo-laje de fundo é realizada com recurso ao coeficiente de Winkler ( $k_s$ ), proposto pelo próprio em 1867. O modelo de cálculo proposto por Winkler (Figura 4.11) consiste em simular o solo de fundação através de uma série de molas infinitamente próximas, mas independentes, com um comportamento elástico e linear.

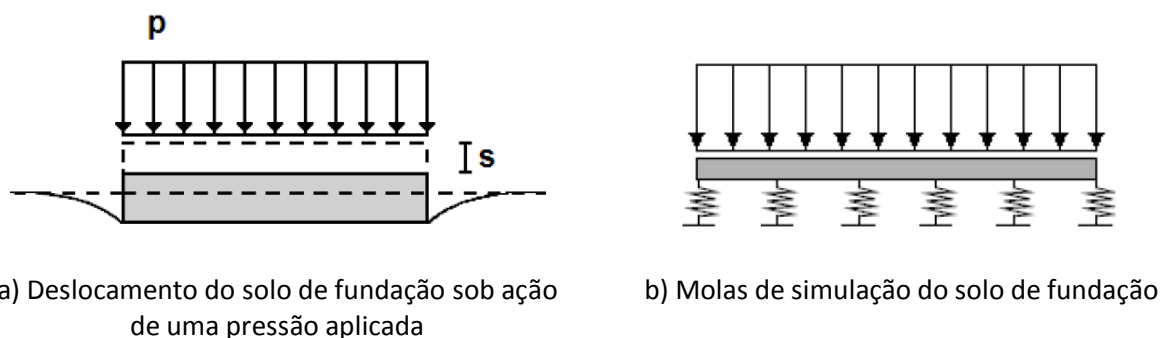


Figura 4.11 – Modelo proposto por Winkler. [22]

A rigidez das referidas molas pode ser quantificada através de uma relação entre a pressão aplicada ( $p$ ) e o deslocamento do solo ( $S_i$ ), relação essa designada por coeficiente de Winkler ( $k_s$ ), que é obtido pela seguinte expressão:

$$k_s = \frac{p}{S_i} \quad (4.130)$$

No modelo de cálculo desenvolvido para o Reservatório de Água, considerou-se que a pressão aplicada  $p$  apresenta um valor igual à tensão admissível do solo, limitando-se o assentamento a 10mm.

## CAPÍTULO 5

### SOFTWARE UTILIZADO

#### 5.1 AUTODESK® AUTOCAD®



O AutoCAD® é uma ferramenta de desenho CAD "*Computer Aided Design*" criada pela Autodesk em 1982, utilizada maioritariamente para a elaboração de peças desenhadas em 2D ou para a criação de modelos tridimensionais. Este *software* é utilizado em diversas áreas, como a indústria automóvel, engenharia, construção civil, arquitetura, informática, entre outras.

Trata-se de uma poderosa ferramenta de trabalho, direcionada para uma utilização profissional que, desde o seu início, permite aos profissionais criar desenhos e modelos com grande precisão e rapidez, e permitindo ainda a colaboração e integração de várias pessoas no projeto através da possibilidade de criação dos projetos em diversos formatos (dwg, dwf, pdf, etc...).

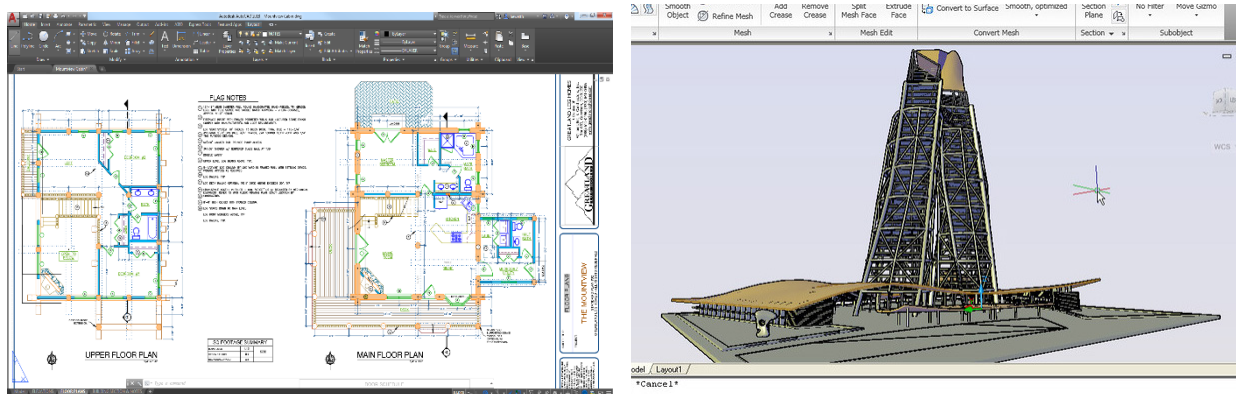
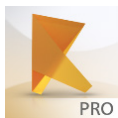


Figura 5.1 – Autodesk® AutoCAD® .[1]

## 5.2 AUTODESK® ROBOT™ STRUCTURAL ANALYSIS



O Autodesk® Robot™ Structural Analysis é um *software* de engenharia de estruturas que permite criar modelos 3D e realizar uma análise estrutural e simular o seu desempenho, quer em situações correntes quer em casos mais complexos.

Este *software* permite avaliar o comportamento linear e não-linear de qualquer modelo através da criação de malhas de elementos finitos, tornando-o assim numa das mais poderosas ferramentas da sua área. Desta forma, é assim possível analisar e dimensionar todo o tipo de estruturas, desde betão armado, passando pelas estruturas metálicas até às estruturas de madeira, de acordo com as normas vigentes em cada país.

É ainda possível a importação e exportação dos modelos criados entre o programa e o Autodesk® Revit™ Structure, o que permite uma colaboração mais ágil e rápida entre as várias partes envolvidas nos projetos, bem como uma fácil adaptação à metodologia BIM.

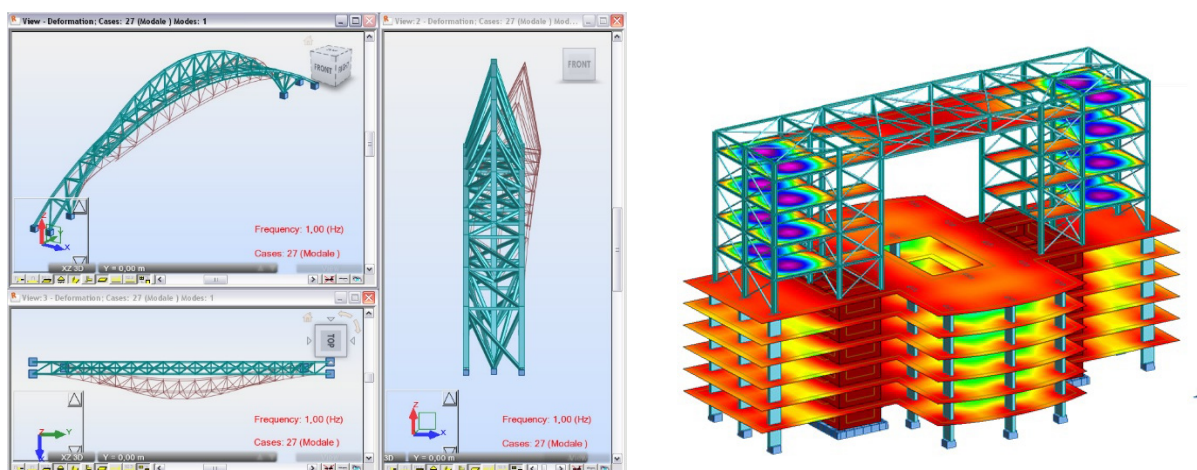


Figura 5.2 – Autodesk® Robot™ Structural Analysis.[2]

### 5.2.1 Método dos elementos finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) possibilita a determinação, para um sólido de qualquer geometria e sujeito a ações exteriores, do estado de tensão e de deformação. Este método surgiu nos anos 40 e 50, tendo, no entanto, sofrido o seu grande desenvolvimento no início da década de 70. Com a constante evolução do poder de processamento dos computadores, bem como a sua utilização quase obrigatória na área da análise estrutural, o MEF passou a ser cada vez mais utilizado e sofreu desde então um grande avanço.



Com esta constante evolução, este método passou de uma incidência inicial sobre elementos mais simples (lineares), para uma utilização de elementos mais complexos (laminares e tridimensionais), uma vez que a capacidade de cálculo dos computadores passou a dar resposta à elevada exigência e complexidade do MEF.

Os tipos de elementos finitos mais utilizados encontram-se apresentados na figura seguinte.

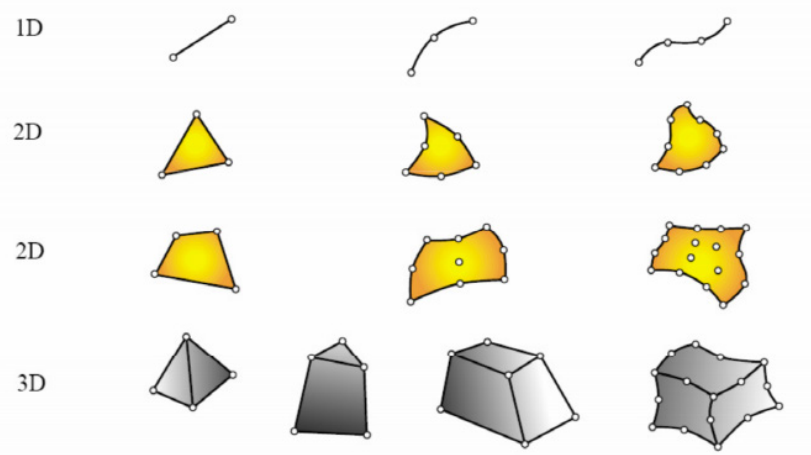


Figura 5.3 - Tipos de elementos.[27]

O MEF é atualmente uma ferramenta quase obrigatória no âmbito da Engenharia de Estruturas, onde se faz a distinção entre estruturas reticuladas (e.g., vigas, pórticos, treliças) e não reticuladas (e.g., paredes, lajes, cascas, sólidos).

Este método consiste na discretização de uma estrutura através dos vários tipos de elementos finitos já referidos, onde cada elemento se encontra ligado ao elemento adjacente através de nós. Com isto surge a incógnita do problema, que são os deslocamentos nodais, a partir dos quais, e com recurso a funções interpoladoras e de matrizes constitutivas, é possível determinar em qualquer ponto o nível de tensões e deformações.

Pode-se, assim, afirmar que este método é tanto mais preciso quanto maior for o número de elementos finitos utilizados, o que se traduz num refinamento da malha de elementos finitos. No entanto, convém realçar que este aumento do número de elementos/nós, faz crescer de forma acentuada a necessidade de poder de processamento, o que pode a certa altura tornar-se contraproducente. Segundo Deaton (2005), à medida que se vai aumentando a discretização da malha, os resultados devem convergir para a solução numérica exata, de tal forma que um aumento do número de elementos finitos não produz uma alteração significativa nos resultados.

### 5.3 GALA REINFORCEMENT

O *GaLa Reinforcement* trata-se de um *software* de cálculo de aberturas de fendas e betão fendilhado, para diversos tipos de elementos como pilares, vigas, paredes armadas, etc. Uma das potencialidades deste programa é permitir análises não-lineares, secções transversais e armaduras arbitrárias, bem como o dimensionamento dos elementos a vários tipos de esforços (axial, flexão composta, desviada, etc.). O programa é capaz de calcular a armadura necessária, verificar a capacidade resistente das secções, calcular tensões, rigidez, entre outros, o que o torna num programa com extrema utilidade.

Este processo de cálculo é feito de acordo com as normas europeias em vigor já incluídas no programa, o que possibilita uma maior agilidade e rapidez ao projetista.

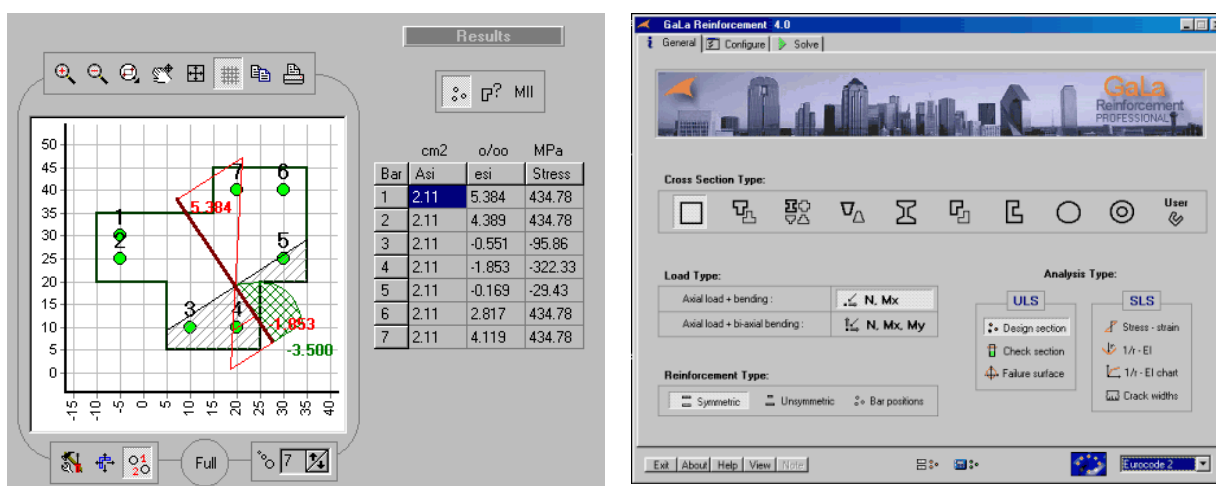


Figura 5.4 – GaLa Reinforcement.[10]

## CAPÍTULO 6

### PROJETO – CONTINENTE BOM DIA

#### 6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo será apresentado um projeto desenvolvido durante o estágio, nomeadamente o projeto de estabilidade de uma superfície comercial Continente Bom Dia, localizado na Guarda. Ao longo do capítulo irão ser descritos aspetos como a solução estrutural, a quantificação das ações, a modelação estrutural e o dimensionamento de elementos estruturais em betão armado e metálicos. Esta apresentação terá um carácter mais técnico e prático, com base na experiência adquirida durante o período de estágio.

#### 6.2 MATERIAIS

As especificações relativas ao betão, mais concretamente as classes de resistência, composição e recobrimentos, encontram-se estabelecidas no EC2 e na Especificação LNEC E464-2007.

Os critérios de durabilidade foram estabelecidos para uma vida útil da estrutura de 50 anos e as classes de exposição consideradas foram definidas de acordo com a norma NP EN 206-1 de 2007. Na Figura 6.1 encontra-se apresentado um quadro de materiais com as especificações adotadas para os vários elementos estruturais.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura				Categoria 4, 50 anos (EN 1990)			
Requisitos de inspeção				Classe de Inspeção 1 (NP EN 13670:2011)			
Classe de execução de estruturas metálicas				EXC2 (EN 1090)			
BETÃO							
Elemento	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Clareos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lintéis	C25/30	45	-	XC2(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe de massa volúmica D1,0 (8,00 kg/m³)	
AÇO							
Elemento		Classe			Norma		
Armadura Ordinária		A500NR			EN 10080		
Rede electrossoldada		A500EL			EN 10080		
Aço estrutural (perfis laminares)		S275 JR			EN 10025		
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)		S275 J0			EN 10210-1		
Parafusos, buchas, porcas e anilhas		8.8			EN 20898-1		

Figura 6.1 – Quadro de materiais.

### 6.3 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Para o presente projeto, a solução estrutural proposta visa compatibilizar os aspetos estruturais com as exigências funcionais e técnicas exigidas pela SONAE MC bem como questões arquitetónicas.

A cobertura será executada em estrutura metálica, tendo como solução asnas longitudinais treliçadas e madres transversais, também treliçadas. O vão das asnas varia entre os 14,00 e os 16,00 m e as madres têm um vão compreendido entre os 12,00 e os 13,00 m.

O apoio das asnas é feito diretamente em pilares de betão armado, tanto na zona interior como na periferia do edifício. Por sua vez, as madres apoiam nas referidas asnas e em vigas de betão armado localizadas na fachada do edifício. Esta estrutura metálica servirá de sustentação a um sistema de cobertura deck, constituído por chapas com espessura de 0,75mm, isolamento térmico e uma tela em PVC na face superior, que fará a impermeabilização da cobertura.

No alçado frontal do edifício será prevista uma estrutura metálica, independente da restante. Esta estrutura será composta por madres IPE160 que apoiam em vigas principais IPE180, que por sua vez irão apoiar em asnas metálicas treliçadas constituídas por tubos quadrados. O referido apoio será executado nos montantes da asna, constituídos por tubos quadrados TQ100x100x5. Esta estrutura apoiará em pilares metálicos constituídos por tubos quadrados TQ200x200x5.

No tardo do edifício existe uma cobertura metálica na zona do cais de descarga, composto por vigas HEA160 com vão de 5,5 metros, que apoiam na estrutura principal do edifício e nas quais apoiam 4

alinhamentos de madres IPE140. As madres encontram-se travadas a meio vão por varões metálicos  $\phi 20\text{mm}$ .

Nas traseiras da loja existe um corpo técnico que apresenta um piso intermédio com  $22,5 \times 8,75 \text{ m}^2$ , realizado em laje maciça e pórticos, ambos em betão armado, sendo a respetiva cobertura composta por madres IPE180 que apoiam em vigas de betão armado do próprio corpo técnico.

### 6.3.1 Condições de fundação

Relativamente ao terreno de fundação sobre o qual será executado o edifício, foi elaborado um Estudo Geológico e Geotécnico para aferir as suas características. De acordo com o mesmo, o solo de fundação apresenta um zonamento de granito decomposto (W5), sendo que é adequado para a realização de fundações diretas. No dimensionamento estrutural das fundações foi considerada uma tensão de segurança no solo de fundação de 266KPa.

## 6.4 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

A quantificação das ações a considerar para o dimensionamento dos elementos estruturais foi feita de acordo com o R.S.A. e R.E.B.A.P. com a exceção da ação sísmica que foi quantificada de acordo com o EC8, por se tratar de uma clara evolução face ao regulamento vigente. A definição das cargas permanentes relativas a elementos construtivos (revestimentos, enchimentos, tetos falsos, instalações, etc.) foi feita com base nos respetivos pesos próprios e características.

### 6.4.1 Ações permanentes

#### – Peso Próprio da Estrutura

Elementos em betão armado .....  $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Elementos em aço .....  $\gamma = 77,0 \text{ kN/m}^3$

#### – Restantes Cargas Permanentes

Revestimento cobertura da loja .....  $0,22 \text{ kN/m}^2$

Revestimento cobertura corpo técnico .....  $0,22 \text{ kN/m}^2$

Revestimento piso corpo técnico .....  $2,00 \text{ kN/m}^2$

Revestimento piso térreo .....  $3,10 \text{ kN/m}^2$

Revestimento pala cais .....  $0,22 \text{ kN/m}^2$

Revestimento frente de loja .....  $0,22 \text{ kN/m}^2$

Restantes Cargas permanentes cobertura da loja.....	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Restantes Cargas permanentes da cobertura corpo técnico.....	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Restantes Cargas permanentes do piso corpo técnico.....	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Restantes Cargas permanentes piso térreo.....	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Restantes Cargas permanentes pala cais descarga .....	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Restantes Cargas permanentes frente de loja.....	0,30 kN/m <sup>2</sup>
Painéis fotovoltaicos .....	0,20 kN/m <sup>2</sup>
Equipamento ventilação.....	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Rooftop's.....	3400 kg
Condensadores.....	1500 kg

#### 6.4.2 Ações variáveis

##### – Sobrecargas de utilização

Piso Térreo – Área de vendas .....	5,00 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=0,7$ / $\psi_1=0,6$ / $\psi_2=0,4$ )
Piso Térreo – Armazém .....	7,50 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=0,7$ / $\psi_1=0,6$ / $\psi_2=0,4$ )
Piso Corpo Técnico - Geral.....	5,00 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=0,7$ / $\psi_1=0,6$ / $\psi_2=0,4$ )
Cobertura Loja.....	0,30 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=\psi_1=\psi_2=0$ )
Cobertura Corpo Técnico .....	0,30 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=\psi_1=\psi_2=0$ )
Cobertura pala cais.....	0,30 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=\psi_1=\psi_2=0$ )
Cobertura frente de loja.....	0,30 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=\psi_1=\psi_2=0$ )

##### – Ação do Vento

A ação do vento foi quantificada admitindo que o edifício se insere na Zona B, com um coeficiente de rugosidade aerodinâmica do solo do Tipo II, conforme definido no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.). Nessas condições, obtém-se uma pressão dinâmica do vento ( $w_k$ ):

$$W_k = 0,9 \times 1,2 = 1,08 \text{ kN/m}^2$$

Foram adotados os coeficientes de pressão definidos no anexo I do R.S.A.

### – Ação da Neve

A ação da neve foi quantificada tendo em consideração que o edifício se situa a uma altitude de aproximadamente 830 metros, o que resulta num valor característico da ação da neve de:

$$S_{ok} = \frac{1}{400} \times (900 - 50) = 2,13 \text{ kN/m}^2$$

Tendo em conta que a cobertura do edifício terá uma inclinação de 4%, aproximadamente 2,29°, e recorrendo ao quadro II-I do anexo I do R.S.A. obteve-se um valor do coeficiente de forma  $\mu$  de 0,8. O valor da ação da neve ( $S_k$ ) é dado pela expressão:

$$S_k = 0,8 \times 2,13 = 1,70 \text{ kN/m}^2$$

### – Ação do Sismo

A ação sísmica foi quantificada através de espectros de resposta, de acordo com o Eurocódigo 8 e os respetivos anexos nacionais. O edifício situa-se na zona sísmica 1,6 para sismo de tipo 1 e na zona sísmica 2,4 para sismo do tipo 2, resultando assim valores de aceleração de referência de 0,35 m/s<sup>2</sup> e 1,1 m/s<sup>2</sup>, respetivamente. Admitiu-se uma classe de importância II para a estrutura, o que implica um coeficiente de importância ( $\gamma$ ) de 1,0. Para o tipo de terreno de fundação considerou-se um terreno do tipo C, sendo ainda considerado um coeficiente de amortecimento da estrutura de 5%. Tratando-se de um edifício porticado e de um só piso, o coeficiente de comportamento toma o seguinte valor:

$$q = q_0 \times k_w = 3,0 \times 1,1 \times 1,0 = 3,3$$

O efeito da ação sísmica é considerado no estudo da estrutura através de uma análise espectral, baseada no Eurocódigo 8, quantificando a sobreposição modal através do método da raiz quadrada da soma dos quadrados (CQS). Na Figura 6.2 encontra-se apresentado o espectro de cálculo utilizado para o estudo da ação sísmica, para sismos do tipo 1 e 2.

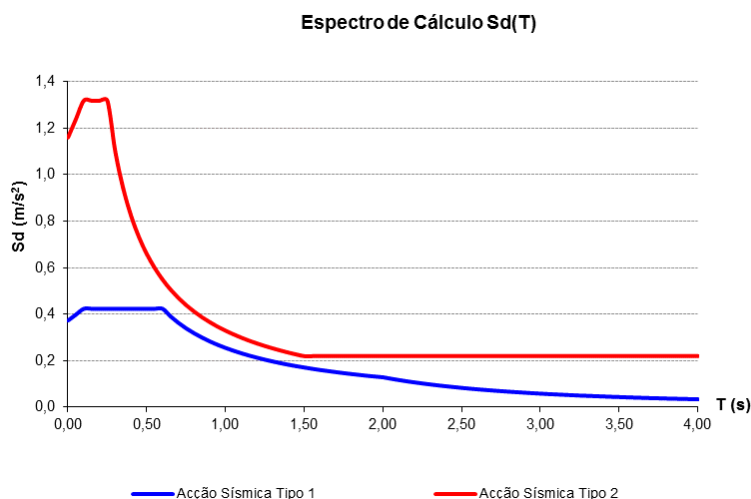


Figura 6.2 – Espectro de cálculo.

## 6.5 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações de ações, nomeadamente ações permanentes, sobrecargas de utilização, neve, vento e sismo, foram efetuadas de acordo com o exposto no R.S.A com exceção das combinações da ação sísmica, que seguiram o exposto no EC8. Na Tabela 6.1 encontram-se apresentadas as combinações consideradas no modelo de cálculo do edifício.

Tabela 6.1 – Combinações de ações.

Combinação	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
ELU1	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,35	7	1,35	8	0	12	1,5	13	1,35	14	1,35	15	1,35	16	1,5
ELU2	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	0	6	1,35	7	1,35	8	0,6	12	0	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,5
ELU3	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,35	7	1,35	8	0,6	12	0	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU4	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,35	7	1,35	8	0,6	12	0,9	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU5	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	0	6	1,35	7	1,35	9	0,6	12	0	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,5
ELU6	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,35	7	1,35	9	0,6	12	0	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU7	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,35	7	1,35	9	0,6	12	0,9	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU8	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	0	6	1,35	7	1,35	10	0,6	12	0	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,5
ELU9	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,35	7	1,35	10	0,6	12	0	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU10	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,35	7	1,35	10	0,6	12	0,9	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU11	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	0	6	1,35	7	1,35	11	0,6	12	0	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,5
ELU12	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,35	7	1,35	11	0,6	12	0	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU13	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,35	7	1,35	11	0,6	12	0,9	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU14	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	0	6	1,35	7	1,35	8	0,6	12	1,5	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU15	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	0	6	1,35	7	1,35	9	0,6	12	1,5	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU16	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	0	6	1,35	7	1,35	10	0,6	12	1,5	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU17	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,35	5	0	6	1,35	7	1,35	11	0,6	12	1,5	13	1,35	14	0	15	1,35	16	1,05
ELU18	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	8	1,5	12	0	13	1	14	1,5	15	1	16	1,05
ELU19	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	9	1,5	12	0	13	1	14	1,5	15	1	16	1,05
ELU20	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	10	1,5	12	0	13	1	14	1,5	15	1	16	1,05
ELU21	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	11	1,5	12	0	13	1	14	1,5	15	1	16	1,05
ELU22	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	8	1,5	12	0	13	1	14	1,5	15	1	16	0
ELU23	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	9	1,5	12	0	13	1	14	1,5	15	1	16	0
ELU24	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	10	1,5	12	0	13	1	14	1,5	15	1	16	0
ELU25	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	11	1,5	12	0	13	1	14	1,5	15	1	16	0
ELU26	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	13	1	15	1	16	0,48						
AST1 1° X 0,3° Y	18	1	19	0,3	47	1																				
AST1 1° X -0,3° Y	18	1	19	-0,3	47	1																				
AST1 0,3° X 1° Y	18	0,3	19	1	47	1																				
AST1 0,3° X -1° Y	18	0,3	19	-1	47	1																				
AST1 -1° X 0,3° Y	18	-1	19	0,3	47	1																				
AST1 -1° X -0,3° Y	18	-1	19	-0,3	47	1																				
AST1 -0,3° X 1° Y	18	-0,3	19	1	47	1																				
AST1 -0,3° X -1° Y	18	-0,3	19	-1	47	1																				
AST2 1° X 0,3° Y	20	1	21	0,3	47	1																				
AST2 1° X -0,3° Y	20	1	21	-0,3	47	1																				
AST2 0,3° X 1° Y	20	0,3	21	1	47	1																				
AST2 0,3° X -1° Y	20	0,3	21	-1	47	1																				
AST2 -1° X 0,3° Y	20	-1	21	0,3	47	1																				
AST2 -1° X -0,3° Y	20	-1	21	-0,3	47	1																				
AST2 -0,3° X 1° Y	20	-0,3	21	1	47	1																				
AST2 -0,3° X -1° Y	20	-0,3	21	-1	47	1																				
ELS1	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	8	0	12	0	13	1	14	0	15	1	16	1
ELS2	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	1	7	1	8	0	12	0	13	1	14	0	15	1	16	0,6
ELS3	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	1	7	1	8	0	12	0,3	13	1	14	0	15	1	16	0,6
ELS4	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	8	1	12	0	13	1	14	1	15	1	16	0,6
ELS5	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	9	1	12	0	13	1	14	1	15	1	16	0,6
ELS6	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	10	1	12	0	13	1	14	1	15	1	16	0,6
ELS7	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	11	1	12	0	13	1	14	1	15	1	16	0,6
ELS8	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	8	0	12	1	13	1	14	0	15	1	16	0,6
ELS9	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	9	0	12	1	13	1	14	0	15	1	16	0,6
ELS10	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	10	0	12	1	13	1	14	0	15	1	16	0,6
ELS11	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0	6	1	7	1	11	0	12	1	13	1	14	0	15	1	16	0,6

Caso	Descrição
1	Peso Proprio
2	Peso Chapa
3	Rcp
4	Fotovoltaicas
5	Sub. Piso
6	Alvenaria
7	Revestimentos
8	Vento X+
9	Vento X-
10	Vento Y+
11	Vento Y-

Caso	Descrição
12	Neve
13	Máquinas
14	Vento.Cb
15	P.Divisorias
16	Sub. Piso
17	Modal
18	Spectral AST1 Direction X
19	Spectral AST1 Direction Y
20	Spectral AST2 Direction X
21	Spectral AST2 Direction Y

Caso	Descrição
1	Peso Proprio
2	Peso Chapa
3	Rcp
4	Fotovoltaicos
5	Sob Cob
6	Alvenaria
7	Revestimentos
8	Vento X+
9	Vento X-
10	Vento Y+
11	Vento Y-

Caso	Descrição
12	Neve
13	Máquinas
14	Vento Cob
15	P.Divisorias
16	Sob Piso
17	Modal
18	Spectral_AST1 Direction X
19	Spectral_AST1 Direction Y
20	Spectral_AST2 Direction X
21	Spectral_AST2 Direction Y

## 6.6 MODELO DE CÁLCULO

Para uma análise mais detalhada, modelou-se a estrutura global do edifício no *Robot™*, permitindo assim analisar e calcular a estrutura de forma a obter o valor dos esforços nos elementos estruturais a dimensionar.

Na modelação da estrutura, os elementos laminares (lajes maciças e paredes) foram modelados através de elementos finitos de casca, enquanto que os elementos lineares (vigas e pilares) foram modelados com elementos de barra. As fundações, neste caso sapatas, foram consideradas como apoios rígidos. Além do modelo global da estrutura foram também criados modelos para o dimensionamento das madres e asnas, uma vez que considerar esses elementos no modelo global, torná-lo-ia demasiado pesado a nível de cálculo computacional. Nas figuras a seguir apresentam-se algumas perspetivas do modelo global da estrutura.



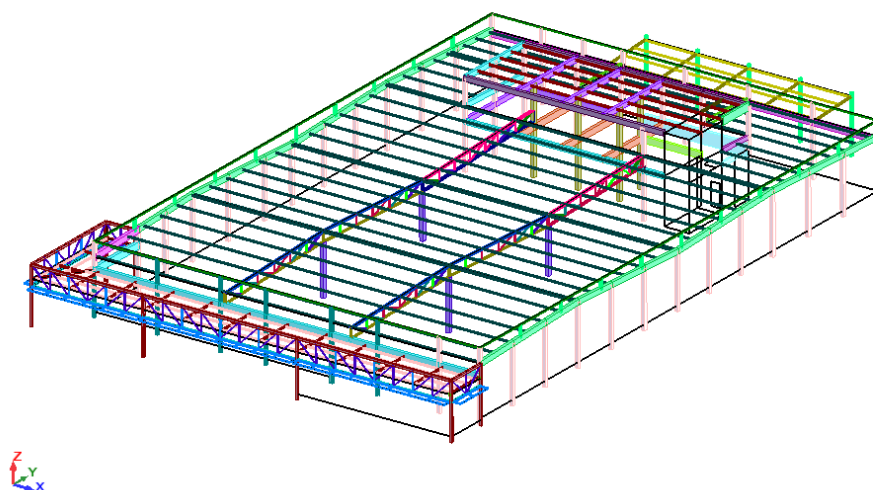


Figura 6.3 – Vista global do modelo de cálculo.

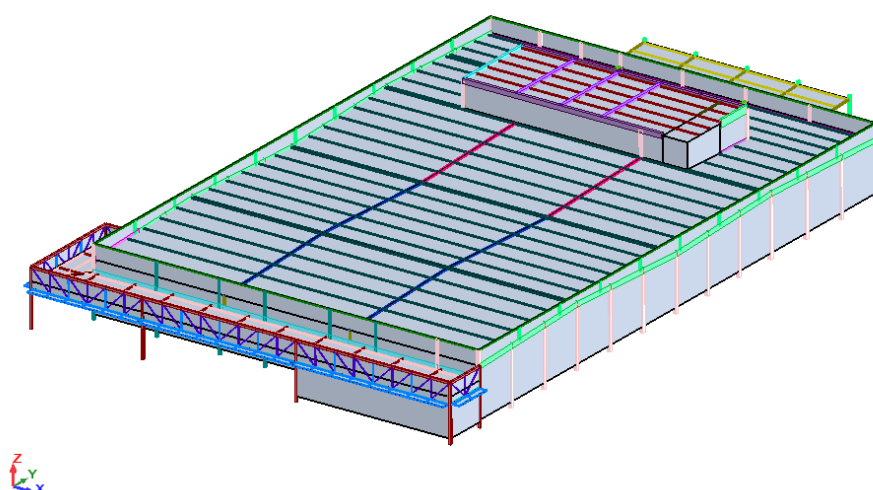


Figura 6.4 – Vista geral do modelo de cálculo, com painéis.

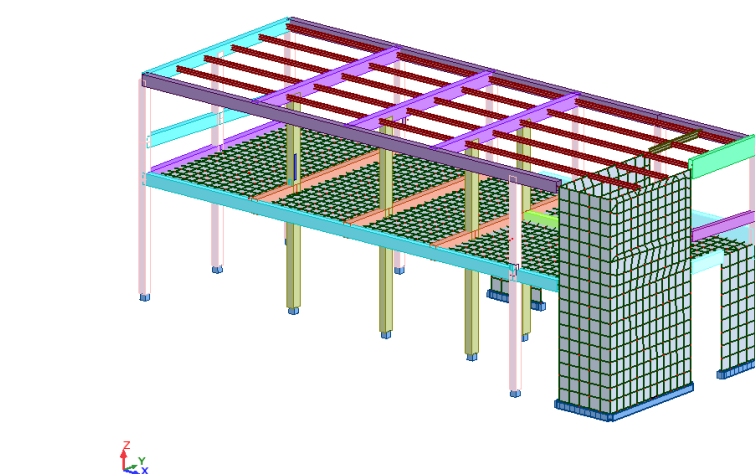


Figura 6.5 – Vista geral do corpo técnico.

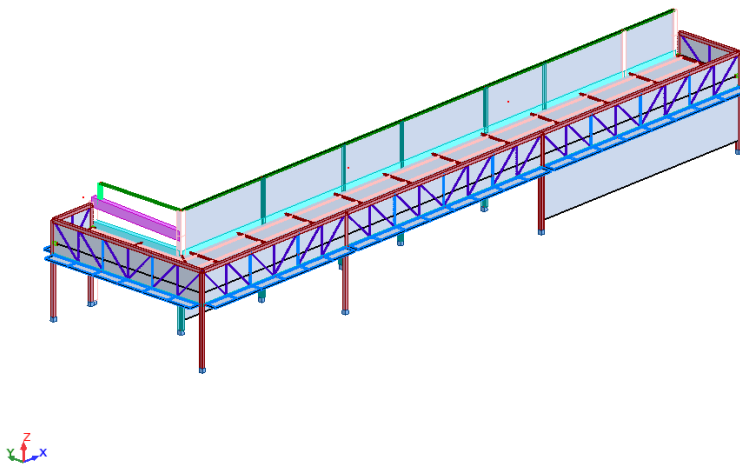


Figura 6.6 – Vista da frente de loja.

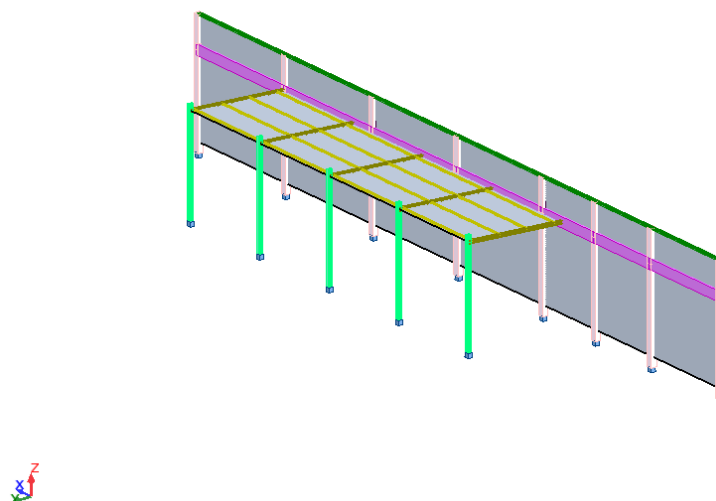


Figura 6.7 – Vista da zona do cais de descarga.

## 6.7 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Para o dimensionamento dos diversos elementos estruturais do edifício foram seguidas as verificações de segurança estabelecidas pelos Eurocódigos 2 e 3, para elementos de betão armado e aço, respetivamente. Também foram verificadas as exigências do EC8 relativamente à ação sísmica. O dimensionamento foi realizado tendo em consideração a envolvente de esforços das várias combinações de ações, quer para estados limite últimos como também para estados limite de utilização.

As diversas verificações de segurança foram realizadas com recurso a *software* de cálculo, bem como folhas de cálculo em Excel produzidas pela empresa.

### 6.7.1 Ação sísmica

De forma a cumprir os requisitos do EC8 sobre a ação sísmica, foi realizada uma análise modal no modelo de cálculo e ainda verificado o critério da limitação de danos para estados limite de utilização.

#### 6.7.1.1 Análise modal

Para realizar a análise modal e assim determinar as frequências naturais da estrutura e os modos de vibração, foi necessário converter as cargas em massa. Para a determinação do coeficiente  $\psi_{Ei}$  para as sobrecargas dos pisos considerou-se que os pisos apresentam uma ocupação correlacionada ( $\psi=0,8$ ), obtendo assim  $\psi_{Ei} = 0,8 \times 0,6 = 0,48$ . Em relação às cargas permanentes, estas mantêm os seus valores característicos.

De acordo com o EC8 é necessário ter em consideração todos os modos de vibração até se mobilizar pelo menos 90% da massa total em cada uma das direções. Para se alcançar esses valores foram necessários considerar 20 modos de vibração na análise modal. Seguidamente (Figura 6.8 e Figura 6.9) apresentam-se os modos de translação nas direções ortogonais, sendo que a frequência dos modos varia entre os 0,72Hz e os 8,26Hz o que traduz um nível de rigidez adequado ao tipo de estrutura.

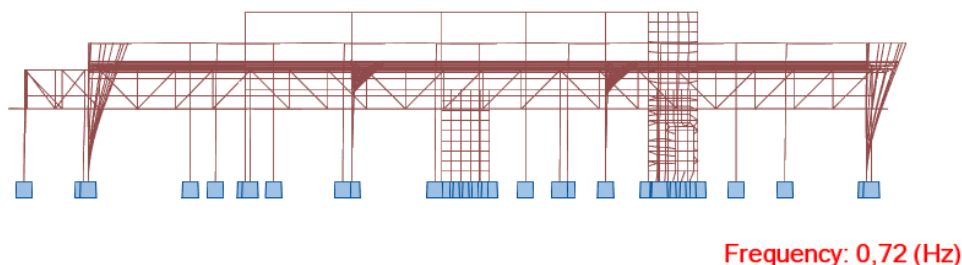


Figura 6.8 – Deformação do 1º modo de vibração.

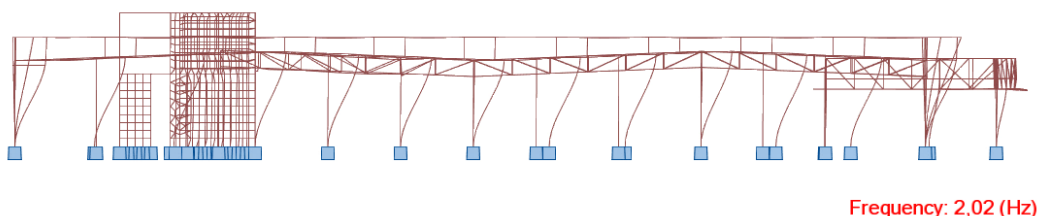


Figura 6.9 – Deformação do 4º modo de vibração.

Conclui-se assim que o modelo traduz de forma adequada o comportamento da estrutura em caso de ocorrência de um sismo.

#### 6.7.1.2 Limitação de danos

Para a análise do deslocamento entre pisos foram considerados os coeficientes de redução ( $\nu$ ) com valor de 0,4 e 0,55 para sismos do tipo I e II, respetivamente. Como o edifício apresenta na sua maioria apenas um piso, sendo que apenas o corpo técnico tem 2 pisos, analisou-se a situação mais desfavorável. Na Figura 6.10 estão representados os valores do deslocamento de cada pilar para a ação espectral mais gravosa.

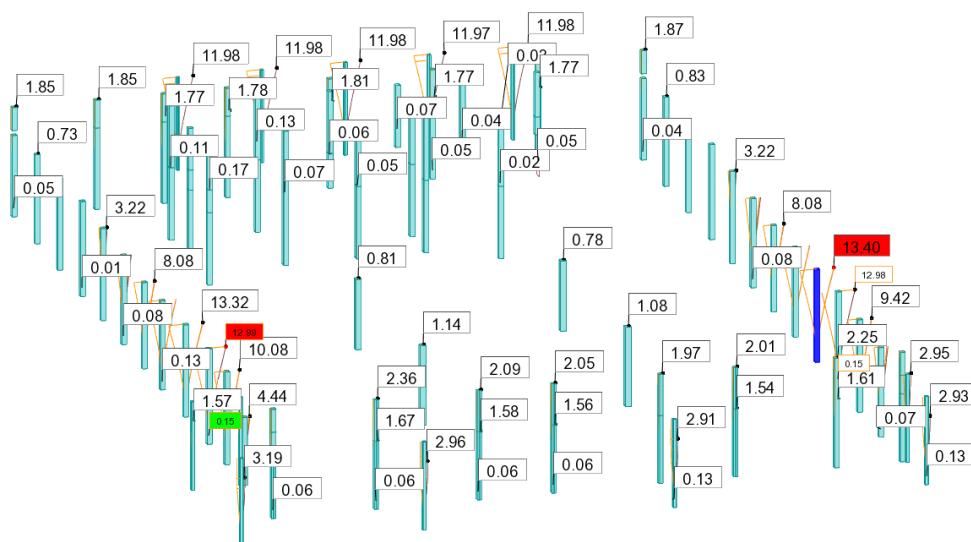


Figura 6.10 – Deslocamento horizontal dos pilares.

Conforme se verifica na Figura 6.10, o pilar com maior deslocamento, com uma altura de 5,75m, encontra-se na fachada do lado direito do edifício e apresenta um deslocamento de 13,40mm no topo, ocorrendo esta deformação para uma ação sísmica do tipo II na direção X. Considerando que esta análise foi feita com base em espectros de resposta, é necessário corrigir o valor do deslocamento adaptando-o aos espectros elásticos através do coeficiente de comportamento ( $q$ ) que tem um valor de 3,3. Uma vez que o edifício apresenta zonas com vãos envidraçados consideráveis, o limite máximo para o “*drift*” é de 0,005h.

$$d_r = 13,40 \times 3,3 = 44,22mm$$

$$\begin{aligned} d_r \times v &\leq 0,005h \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow 44,22 \times 0,55 &\leq 0,005 \times 5,75 \times 10^3 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow 24,32mm &< 28,75mm \text{ OK!!} \end{aligned}$$

Como se verifica a condição imposta pelo EC8 para a limitação de danos é cumprida.

### 6.7.2 Madres treliçadas

O dimensionamento das madres de cobertura do edifício foi executado através da obtenção dos esforços de cálculo após a modelação das mesmas no *Robot™* (Figura 6.11). Estas foram modeladas como simplesmente apoiadas, de forma a traduzir o melhor possível o apoio destes elementos. Foi também

considerado o comportamento integral de treliça, ou seja, existindo apenas solicitação axial dos elementos constituintes das madres (cordas e diagonais) e com esses mesmos elementos articulados nos nós. As cargas, permanentes e sobrecargas, foram aplicadas no modelo de cálculo como cargas nodais.

As cordas superior e inferior das madres são executadas com duas cantoneiras metálicas de abas iguais, soldadas através de chapas metálicas com 5mm de espessura e as diagonais são compostas por perfis UPN. As madres possuem ainda um contraventamento no plano perpendicular (Figura 6.12b), com afastamento de 2,4 metros na zona central da madre. O afastamento entre madres é de 2,3 metros na generalidade da cobertura. Todas as madres têm 0,60 m de altura e vão compreendidos entre 12 e 13 metros.

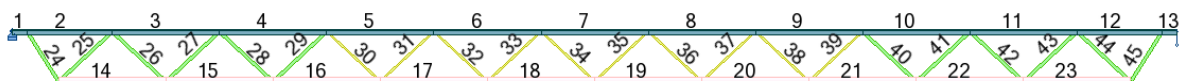


Figura 6.11 – Vista geral do modelo das madres treliçadas.

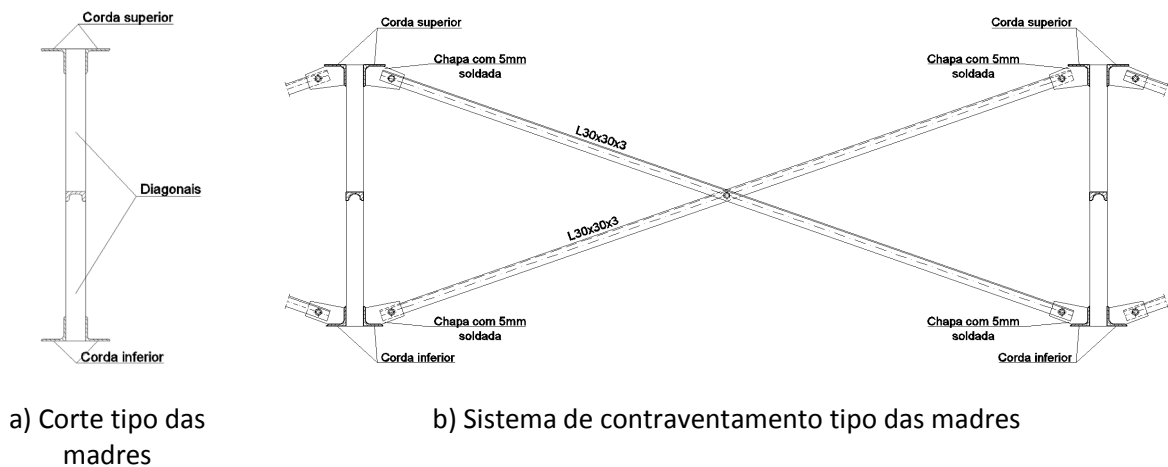


Figura 6.12 – Pormenores das madres do edifício.

### 6.7.2.1 Quantificação das ações

No dimensionamento das madres da cobertura foram consideradas e quantificadas as seguintes ações permanentes e variáveis.

#### Ações Permanentes:

- Peso próprio da estrutura (Aço) .....  $\gamma=77,0 \text{ kN/m}^3$
- Revestimento cobertura da loja .....  $0,22 \text{ kN/m}^2$
- Restantes cargas permanentes .....  $0,10 \text{ kN/m}^2$
- Painéis fotovoltaicos .....  $0,20 \text{ kN/m}^2$

**Ações Variáveis:**

- Sobrecarga de utilização.....0,30 kN/m<sup>2</sup>
- Ação do vento .....1,08 kN/m<sup>2</sup>
- Ação da neve .....1,70 kN/m<sup>2</sup>

Uma vez que se quer traduzir o comportamento de treliça, foi feita a conversão das referidas ações para cargas pontuais a aplicar nos nós das madres. Essa conversão foi feita através da área de influência, isto é, tendo em consideração o afastamento entre madres e a distância entre nós da madre, conforme a seguinte expressão:

$$P_k = P \times L_{inf} \times Dist_{nós} \quad (6.1)$$

onde:

$P_k$  — valor nodal da ação;

$P$  — valor da carga, por m<sup>2</sup>;

$L_{inf}$  — largura de influência da madre, em m;

$Dist_{nós}$  — distância entre nós da madre, em m.

Na Tabela 6.2 encontram-se os valores das cargas nodais introduzidas no modelo de cálculo das madres.

Tabela 6.2 – Cargas nodais introduzidas no modelo de cálculo.

<b>Linf</b>	2,30m
<b>Dist Nós</b>	1,20m

<b>Ação</b>	<b>Carga Distribuída</b>
<b>Peso Chapa</b>	0,22 kN/m <sup>2</sup>
<b>Rcp</b>	0,10 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fotovoltaicos</b>	0,20 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sob</b>	0,30 kN/m <sup>2</sup>
<b>Neve</b>	1,70 kN/m <sup>2</sup>
<b>Vento</b>	1,08 kN/m <sup>2</sup>

<b>Carga Nodal</b>
0,61 kN
0,28 kN
0,55 kN
0,83 kN
4,69 kN
2,98 kN

As combinações de ações a utilizar foram definidas de acordo com o estabelecido no R.S.A, sendo que a combinação mais condicionante foi aquela em que a neve foi considerada como ação de base.

### 6.7.2.2 Verificação de segurança

O procedimento de cálculo para a verificação da segurança dos elementos das madres treliçadas ao esforço axial foi efetuado com recurso a uma folha de cálculo automático em Excel. De seguida será

apresentada a verificação da segurança da madre 1, sendo que as restantes se encontrarão no Anexo I. Na Figura 6.13 encontram-se apresentados os valores da envolvente de esforços axiais nos elementos da madre 1.

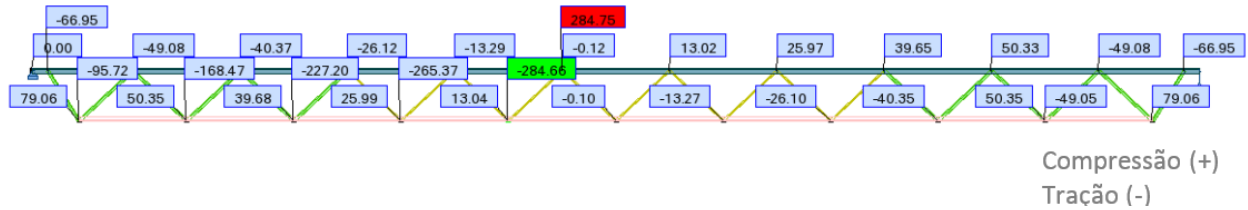


Figura 6.13 - Envolvente de esforços axiais da madre 1.

O dimensionamento das cordas e das diagonais da madre foi feito tendo em vista o menor peso para estes elementos. A verificação aos fenómenos de encurvadura foi realizada quer a nível local quer globalmente entre travamentos perpendiculares. Na Tabela 6.3, Tabela 6.4 e Tabela 6.5 encontram-se extratos das verificações de segurança da corda superior, inferior e diagonais da madre 1, respetivamente.

Tabela 6.3 - Verificação de segurança da corda superior da madre 1.

Aço		Convenção Sinais	
$f_y$ (MPa)	275	Comp	Sinal +
$E$ (GPa)	210		

MADRE 1		Perfis	Canteleiras	a.f. Perfis (cm)	4
Corda Superior					

Barra	Caso	N (kN)	L (m)	Seção	A (cm²)	L <sub>long</sub> (cm)	L <sub>trans</sub> (cm)	e (cm)	L <sub>long</sub> (cm)	Plano Vertical (seção conjunta)										Plano Horizontal (encurv. local)										Plano Horizontal (encurv. global)									
										L0 (m)	Ncr (kN)	$\lambda$	$\alpha$	$\phi$	$\chi$	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	L0 (m)	Ncr (kN)	$\lambda$	$\alpha$	$\phi$	$\chi$	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	L0 (m)	Ncr (kN)	$\lambda$	$\alpha$	$\phi$	$\chi$	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)						
1	8 (C)	0	0,17	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,153	20178,11	0,10	0,34	0,49	1,00	-	-	0,085	26908,16	0,08	0,34	0,48	1,00	-	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	-	-				
1	9 (C)	0	0,17	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,153	20178,11	0,10	0,34	0,49	1,00	-	-	0,085	26908,16	0,08	0,34	0,48	1,00	-	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	-	-				
1	10 (C)	0	0,17	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,153	20178,11	0,10	0,34	0,49	1,00	-	-	0,085	26908,16	0,08	0,34	0,48	1,00	-	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	-	-				
1	11 (C)	0	0,17	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,153	20178,11	0,10	0,34	0,49	1,00	-	-	0,085	26908,16	0,08	0,34	0,48	1,00	-	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	-	-				
1	8 (C)	0	0,17	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,153	20178,11	0,10	0,34	0,49	1,00	-	-	0,085	26908,16	0,08	0,34	0,48	1,00	-	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	-	-				
1	9 (C)	0	0,17	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,153	20178,11	0,10	0,34	0,49	1,00	-	-	0,085	26908,16	0,08	0,34	0,48	1,00	-	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	-	-				
1	10 (C)	0	0,17	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,153	20178,11	0,10	0,34	0,49	1,00	-	-	0,085	26908,16	0,08	0,34	0,48	1,00	-	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	-	-				
1	11 (C)	0	0,17	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,153	20178,11	0,10	0,34	0,49	1,00	-	-	0,085	26908,16	0,08	0,34	0,48	1,00	-	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	-	-				
2	8 (C)	15,38	0,95	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,855	646,15	0,54	0,34	0,71	0,86	328,74	-	0,475	861,66	0,47	0,34	0,66	0,90	341,07	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
2	9 (C)	-15,31	0,95	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,855	646,15	0,54	0,34	0,71	0,86	328,74	-	0,475	861,66	0,47	0,34	0,66	0,90	341,07	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
2	10 (C)	38,3	0,95	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,855	646,15	0,54	0,34	0,71	0,86	328,74	-	0,475	861,66	0,47	0,34	0,66	0,90	341,07	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
2	11 (C)	25,6	0,95	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,855	646,15	0,54	0,34	0,71	0,86	328,74	-	0,475	861,66	0,47	0,34	0,66	0,90	341,07	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
2	8 (C)	15,38	0,95	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,855	646,15	0,54	0,34	0,71	0,86	328,74	-	0,475	861,66	0,47	0,34	0,66	0,90	341,07	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
2	9 (C)	-15,31	0,95	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,855	646,15	0,54	0,34	0,71	0,86	328,74	-	0,475	861,66	0,47	0,34	0,66	0,90	341,07	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
2	10 (C)	38,3	0,95	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,855	646,15	0,54	0,34	0,71	0,86	328,74	-	0,475	861,66	0,47	0,34	0,66	0,90	341,07	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
2	11 (C)	25,6	0,95	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	0,855	646,15	0,54	0,34	0,71	0,86	328,74	-	0,475	861,66	0,47	0,34	0,66	0,90	341,07	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
3	8 (C)	52,8	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
3	9 (C)	-52,46	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
3	10 (C)	131,43	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
3	11 (C)	87,85	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
3	8 (C)	52,8	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
3	9 (C)	-52,46	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
3	10 (C)	131,43	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
3	11 (C)	87,85	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
4	8 (C)	79,59	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
4	9 (C)	-79,1	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
4	10 (C)	198,15	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
4	11 (C)	132,45	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
4	8 (C)	79,59	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
4	9 (C)	-79,1	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
4	10 (C)	198,15	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
4	11 (C)	132,45	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,92	568,22	0,82	0,34	0,94	0,71	-	-	380,05	-				
5	8 (C)	98,93	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,4	841,12	0,67	0,34	0,81	0,80	303,73	-	-	380,05	-			
5	9 (C)	-98,37	1,2	160x6	6,91	22,79	9,38	1,69	233,75	1,08	404,96	0,69	0,34	0,82	0,79	301,04	-	0,6	540,03	0,59	0,34	0,74	0,84	319,42	-	2,4	841,12	0,67	0,34	0,81	0,8								

Tabela 6.4 – Verificações de segurança da corda inferior da madre 1.

MADRE 1		Perfis		af. Perfil (cm)		4																											
Corda inferior		Cantoneiras		af. Perfil (cm)		4																											
Barra	Caso	N (kN)	L (m)	Secção	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>min</sub> (cm <sup>4</sup> )	g (cm)	I <sub>max</sub> (cm <sup>4</sup> )	Plano Vertical (secção conjunta)					Plano Horizontal (encurv. local)					Plano Horizontal (encurv. global)														
									L0 (m)	Ncr (kN)	λ	α	φ	χ	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	L0 (m)	Ncr (kN)	λ	α	φ	χ	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	L0 (m)	Ncr (kN)	λ	α	φ	χ	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	
14	8 (C)	-38,38	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
14	9 (C)	38,35	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	221,16	-	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	237,73	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	227,63	-
14	10 (C)	-95,72	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
14	11 (C)	-63,94	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
14	8 (C)	-38,38	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
14	9 (C)	38,35	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	221,16	-	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	237,73	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	227,63	-
14	10 (C)	-95,72	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
14	11 (C)	-63,94	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
15	8 (C)	-67,62	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
15	9 (C)	67,34	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	221,16	-	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	237,73	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	227,63	-
15	10 (C)	-168,47	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
15	11 (C)	-112,58	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
15	8 (C)	-67,62	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
15	9 (C)	67,34	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	221,16	-	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	237,73	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	227,63	-
15	10 (C)	-168,47	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
15	11 (C)	-112,58	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
16	8 (C)	-91,2	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
16	9 (C)	90,82	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	221,16	-	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	237,73	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	227,63	-
16	10 (C)	-227,2	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
16	11 (C)	-151,83	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
16	8 (C)	-91,2	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
16	9 (C)	90,82	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	221,16	-	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	237,73	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	227,63	-
16	10 (C)	-227,2	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
16	11 (C)	-151,83	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
17	8 (C)	-106,52	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
17	9 (C)	106,09	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	221,16	-	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	237,73	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	227,63	-
17	10 (C)	-265,37	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
17	11 (C)	-177,34	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
17	8 (C)	-106,52	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
17	9 (C)	106,09	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	221,16	-	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	237,73	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	227,63	-
17	10 (C)	-265,37	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60
17	11 (C)	-177,34	1,2	US5x5	5,32	14,71	6,06	1,52	161,25	1,08	261,39	0,75	0,34	0,87	0,76	-	292,60	0,6	348,89	0,65	0,34	0,79	0,81	-	292,60	2,4	580,24	0,71	0,34	0,84	0,78	-	292,60

Tabela 6.5 – Verificação de segurança das diagonais da madre 1.

MADRE 1		Perfis		UNP										
Diagonais														
Barra	Caso	N (kN)	L (m)	Secção	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>minimo</sub> (cm <sup>4</sup> )	L0 (m)	Ncr (kN)	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	λ	α	φ	χ
24	8 (C)	-26,86	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
24	9 (C)	26,75	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	127,99	-	0,66	0,49	0,83	0,75
24	10 (C)	-66,92	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
24	11 (C)	-44,72	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
24	8 (C)	-26,89	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
24	9 (C)	26,73	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	127,99	-	0,66	0,49	0,83	0,75
24	10 (C)	-66,95	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
24	11 (C)	-44,75	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
25	8 (C)	31,65	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
25	9 (C)	-31,74	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
25	10 (C)	79,03	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
25	11 (C)	52,77	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
25	8 (C)	31,68	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
25	9 (C)	-31,71	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
25	10 (C)	79,06	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
25	11 (C)	52,8	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
26	8 (C)	-19,79	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
26	9 (C)	19,41	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
26	10 (C)	-49,05	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
26	11 (C)	-32,84	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
26	8 (C)	-19,82	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
26	9 (C)	19,39	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
26	10 (C)	-49,08	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
26	11 (C)	-32,86	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
27	8 (C)	20,14	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
27	9 (C)	-20,23	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
27	10 (C)	50,33	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
27	11 (C)	33,6	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
27	8 (C)	20,17	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
27	9 (C)	-20,21	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
27	10 (C)	50,35	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
27	11 (C)	33,63	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65



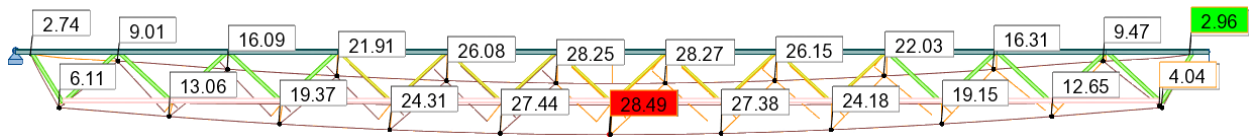


Figura 6.14 – Deformação da madre 1, em milímetros.

Como se verifica na Figura 6.14, a deformação expectável da madre 1 para as combinações de ações consideradas é de 28,49mm, enquanto que as cargas permanentes (peso próprio, revestimento da cobertura, restantes cargas permanentes e painéis fotovoltaicos), provocam uma deformação de 16,1mm. Desta forma foi prevista uma contra flecha de 15mm para a madre de forma a equilibrar a flecha provocada pelas cargas permanentes, conforme mostra a Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Verificação da madre 1 para estados limite de utilização.

$\Delta_{ELS}$ (mm)	28,5
$\Delta_{carg.perm}$ (mm)	16,1
c.flecha (mm)	15
$\Delta_{final}$ (mm)	13
Vão (mm)	13040
L/250 (mm)	52

Após verificadas as condições de segurança exigidas pelo EC3, a madre 1 ficou com um peso aproximado de 302kg, sendo composta por elementos dos tipos abaixo listados.

$$\begin{cases} \text{Corda Superior} \rightarrow 2xL60x60x6 \\ \text{Corda Inferior} \rightarrow 2xL55x55x5 \\ \text{Diagonais} \rightarrow \begin{cases} UPN40x20x5 \\ UPN40x35x5 \end{cases} \end{cases}$$

Na Figura 6.15 encontra-se um alçado da madre 1 com todos os seus elementos detalhados e respetivas dimensões.

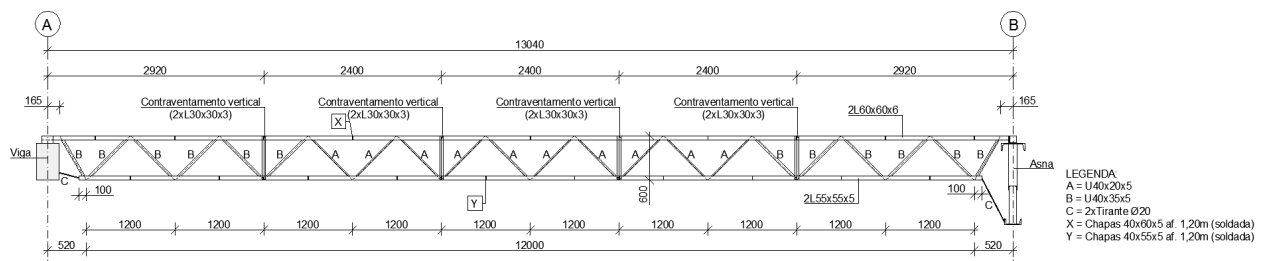


Figura 6.15 – Alçado da madre 1.

Os restantes tipos de madres foram dimensionados de forma análoga, sendo que em algumas teve que ser considerada a carga de equipamentos de ar condicionado e condensadores a instalar na cobertura. As referidas madres (1R, 2R e 3R) encontram-se nas peças desenhadas no Anexo I, bem como o dimensionamento da madre 3R.

### 6.7.3 Asnas treliçadas

O dimensionamento das asnas de cobertura que recebem as madres foi executado através da obtenção dos esforços de cálculo após a modelação das mesmas no *Robot™* e utilizando o módulo de estruturas metálicas “*Steel/Aluminum Design*”, do mesmo. Estas foram modeladas como simplesmente apoiadas, de forma a traduzir o melhor possível o apoio destes elementos, que será em pilares de betão armado através de ligações aparafusadas. Foi também considerado o comportamento integral de treliça, ou seja, existindo apenas solicitação axial dos elementos constituintes (cordas, montantes e diagonais) e com esses mesmos elementos articulados nos nós. As cargas, permanentes e sobrecargas, foram aplicadas no modelo de cálculo como cargas nodais.

As cordas superior e inferior das asnas são executadas com perfis UPN, com exceção das asnas 3 e 6 cujas cordas superiores são compostas por perfis tubulares retangulares. As diagonais e montantes de todas as asnas são compostas por perfis UPN. As asnas da cobertura possuem uma altura de 1,10m e vãos compreendidos entre os 14 e 16 metros. Na Figura 6.16 é apresentado o modelo de cálculo de uma das asnas da cobertura.

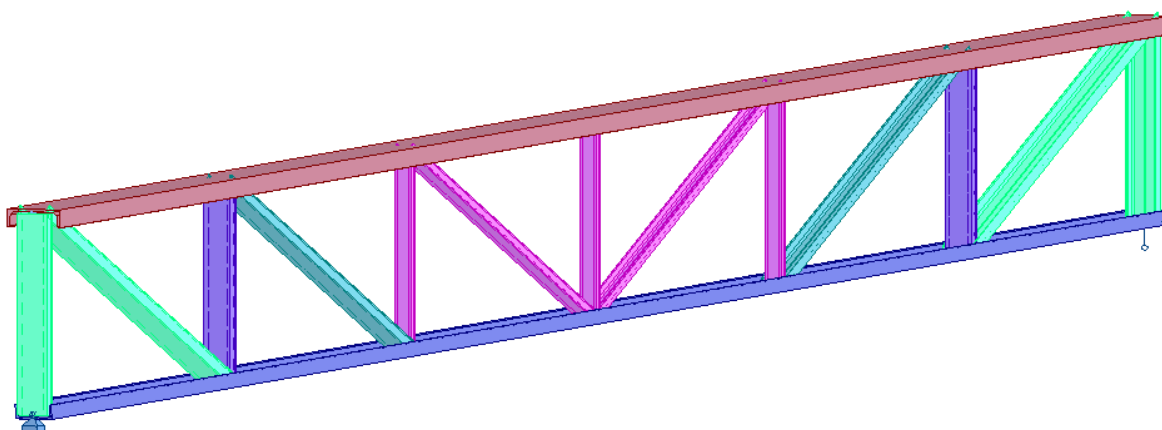


Figura 6.16 - Vista geral do modelo de cálculo das asnas treliçadas.

De forma a resistir aos efeitos de encurvadura, os nós das cordas superior e inferior encontram-se travados fora do plano pelas madres. A corda superior é travada pela sua ligação à corda superior das madres, enquanto que a corda inferior é impedida de se deslocar pela colocação de tirantes metálicos ligados à corda inferior das madres.

#### 6.7.3.1 Quantificação das ações – Asna 1

Uma vez que as asnas suportam as madres, as cargas a considerar para o dimensionamento das mesmas é a transmitida pelas madres. Para tal foi necessário determinar as reações nos apoios das madres, para cada ação considerada, e introduzir essas cargas em cada nó do modelo de cálculo das asnas tendo em

consideração que cada nó recebe duas madres. Na Figura 6.17 encontram-se os valores das cargas nodais introduzidas no modelo de cálculo da Asna 1, cujo afastamento é de 2,36 metros.

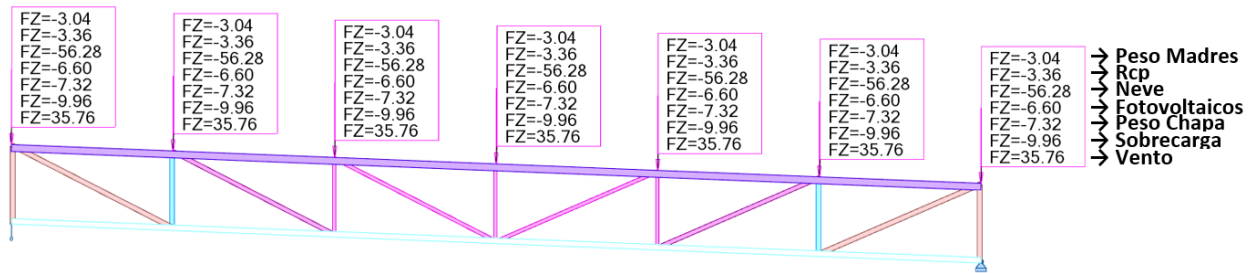


Figura 6.17 - Cargas nodais do modelo de cálculo da Asna 1.

As combinações de ações a utilizar foram definidas de acordo com o estabelecido no R.S.A, sendo que a combinação mais condicionante foi aquela em que a neve foi considerada como ação de base.

### 6.7.3.2 Verificação de segurança – Asna 1

Uma vez que o comportamento integral de treliça foi considerado, os elementos das asnas (cordas, diagonais e montantes) apenas terão que ser verificados aos esforços axiais e à encurvadura (caso comprimidos), de acordo com o demonstrado nos capítulos 4.2.1.1 e 4.2.1.2.

Na Figura 6.18, Figura 6.19 e Figura 6.20 estão apresentadas as envolturas de esforços axiais para os diversos elementos da Asna 1.

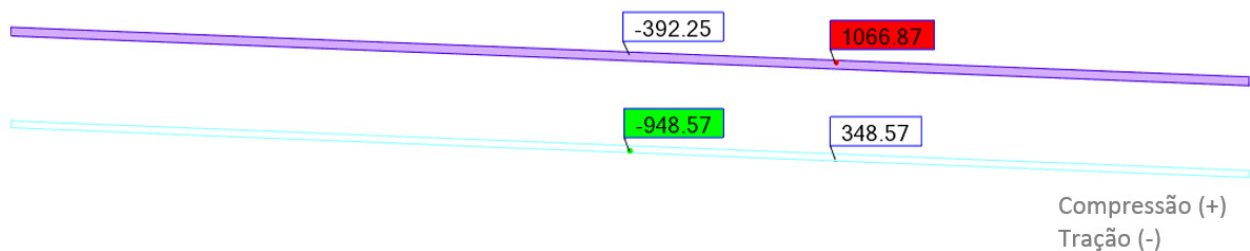


Figura 6.18 - Envoltura de esforços axiais nas cordas da Asna 1.

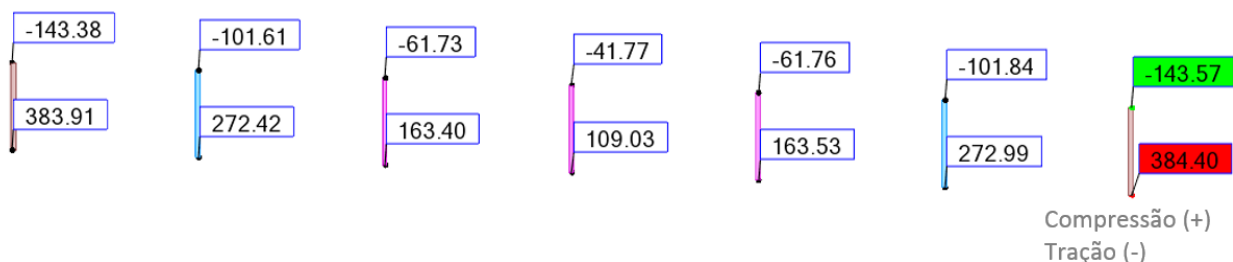


Figura 6.19 - Envoltura de esforços axiais nos montantes da Asna 1.

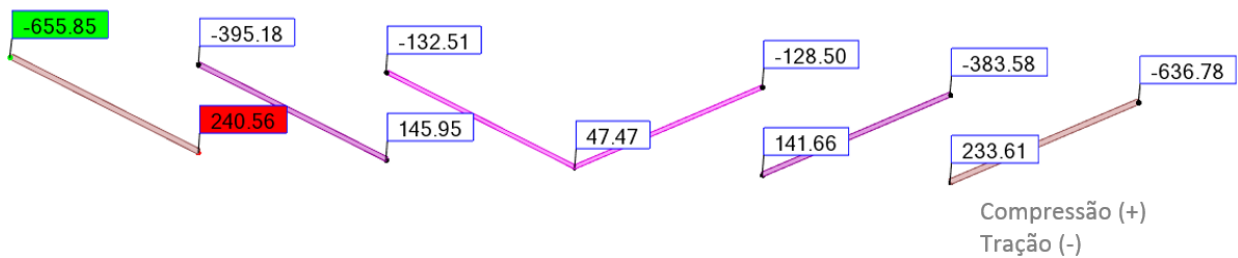
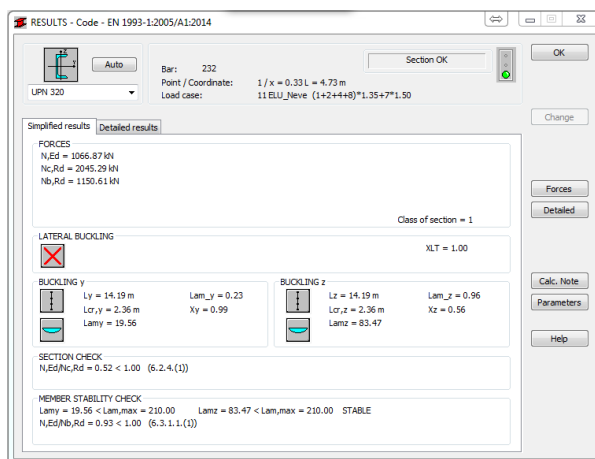
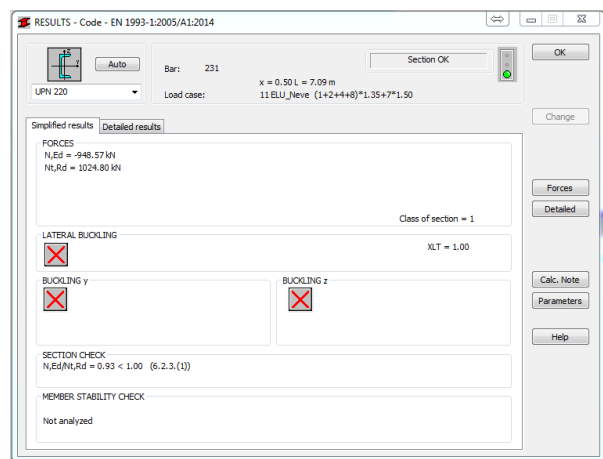


Figura 6.20 - Envolvente de esforços axiais nas diagonais da Asna 1.

As verificações de segurança aos estados limites últimos dos elementos da Asna 1 estão apresentadas na Figura 6.21 e na Figura 6.22.

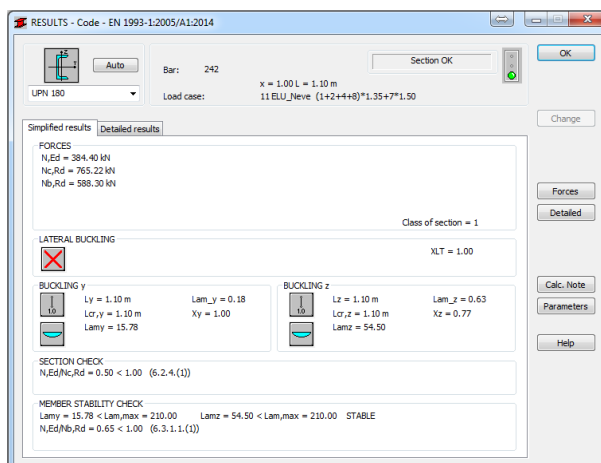


a) Corda superior.

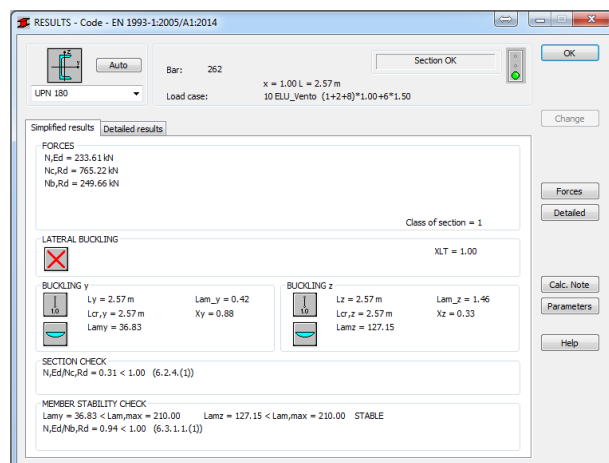


b) Corda inferior.

Figura 6.21 – Verificações de segurança das cordas da Asna 1.



a) Montante.



b) Diagonal.

Figura 6.22 – Verificações de segurança da diagonal e montante mais solicitados da Asna 1.

Como se pode verificar, todos os elementos cumprem a segurança aos estados limite últimos para os esforços axiais, sendo que a verificação à encurvadura é condicionante, tal como expectável. Na Figura 6.23 encontram-se os rácios de dimensionamento de todos os elementos da Asna 1.

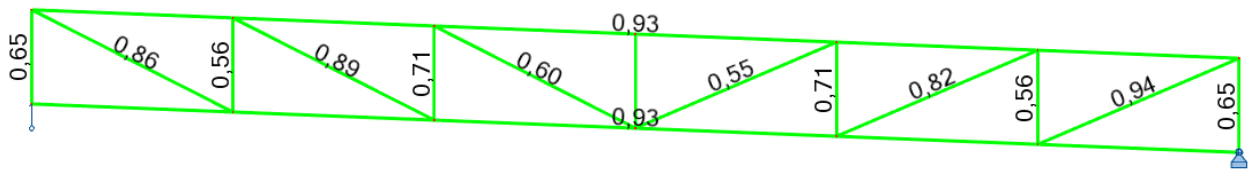


Figura 6.23 – Rácios de dimensionamento dos elementos da Asna 1.

A verificação em estado limite de utilização impõe o cumprimento do limite de deformação de  $\frac{L}{250}$  para a combinação frequente de ações. Será ainda dada uma contra flecha para equilibrar a deformação da asna devido às cargas permanentes. Na Figura 6.24 apresenta-se a deformada da Asna 1 para as condições de serviço.

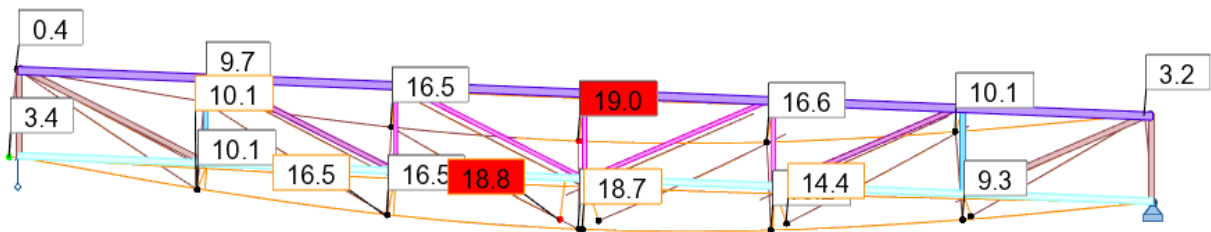


Figura 6.24 – Deformação da Asna 1, para estados limite de serviço, em mm.

Como se verifica na Figura 6.24, a Asna 1 apresenta uma deformação máxima de 19 mm para a envolvente de combinações de serviço, sendo que para as cargas permanentes, a deformação é de 11,2 mm, pelo que foi estabelecida uma contra flecha de 10 mm a meio vão da asna. Na figura seguinte encontra-se a identificação das secções finais de todos os elementos da Asna 1, constando os pormenores nas peças desenhadas do Anexo I.

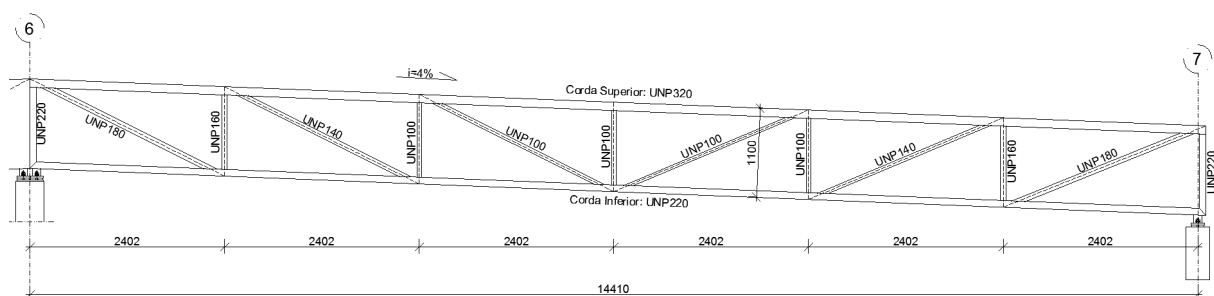


Figura 6.25 - Secções dos elementos da Asna 1.

### 6.7.3.3 Quantificação das ações – Asna 6

Devido à necessidade de compatibilização com o projeto de AVAC, que necessitava de atravessar uma conduta com 63cm de diâmetro transversalmente às asnas 3 e 6, a disposição das diagonais e montantes destas teve que ser repensada. De seguida será apresentado o dimensionamento da Asna 6, onde se verifica esta situação particular.

Neste caso, as cargas pontuais referentes à reação nos apoios das madres, tiveram que ser introduzidas pontualmente ao longo da corda superior, uma vez que algumas madres não se encontram alinhadas com os nós da asna. Na Figura 6.26 encontram-se os valores das cargas pontuais introduzidas no modelo de cálculo da Asna 6. De salientar que esta asna recebe madres normais e reforçadas, pelo que as reações a introduzir serão distintas.

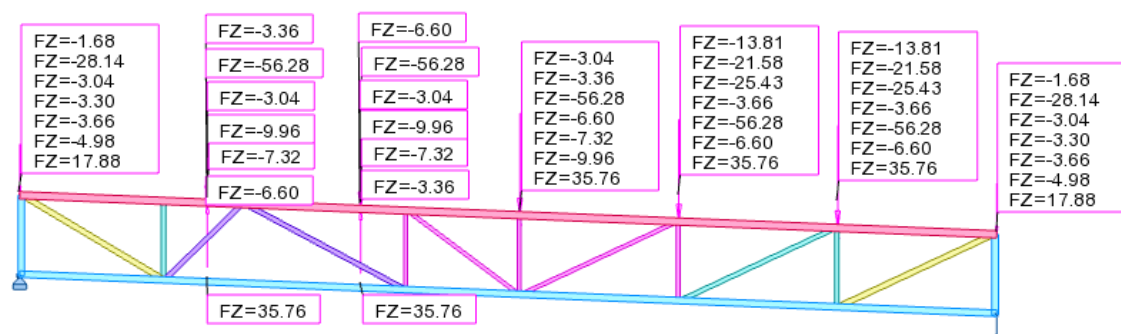


Figura 6.26 - Cargas nodais do modelo de cálculo da Asna 6.

As combinações de ações a utilizar foram definidas de acordo com o estabelecido no R.S.A, sendo que a combinação mais condicionante foi aquela em que a neve foi considerada como ação de base.

### 6.7.3.4 Verificação de segurança – Asna 6

A alteração na disposição dos montantes e diagonais da asna, levou à perda de simetria e do comportamento de treliça, situação que deve ser evitada. Isto deveu-se ao facto de esta asna ter que receber as madres em posições excêntricas aos nós dos montantes, o que levou à introdução de esforços de flexão e corte na corda superior, o que obriga à verificação adicional da secção à flexão composta e encurvadura lateral.

Na Figura 6.27 até à Figura 6.31 estão apresentadas as envolventes de esforços atuantes para os diversos elementos da Asna 6.

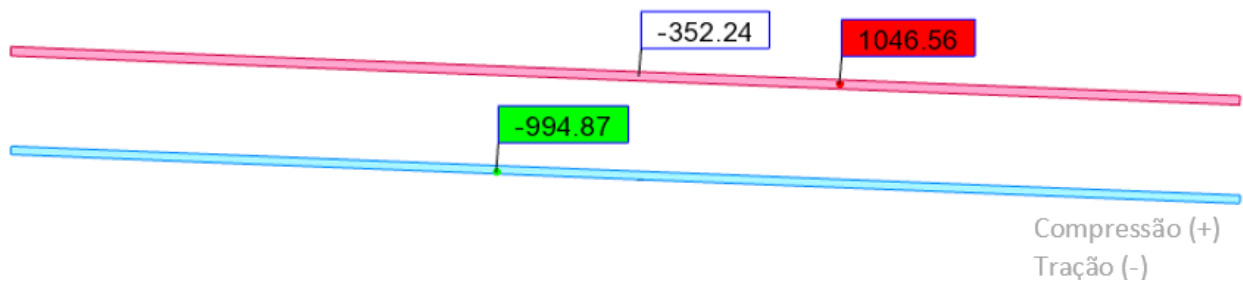


Figura 6.27 - Envolvente de esforços axiais nas cordas da Asna 6.

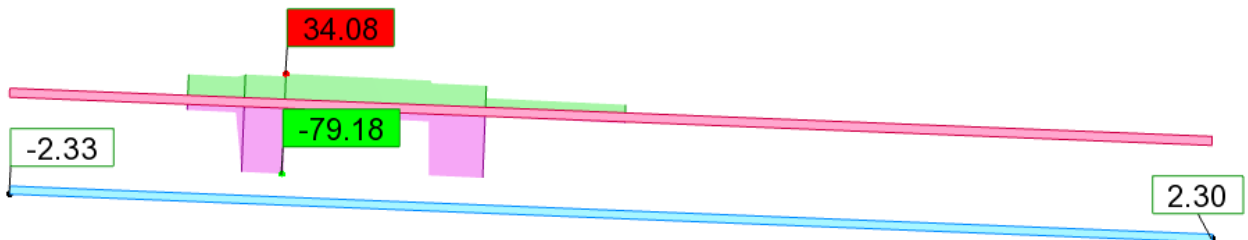


Figura 6.28 - Envolvente de esforços de corte nas cordas da Asna 6.

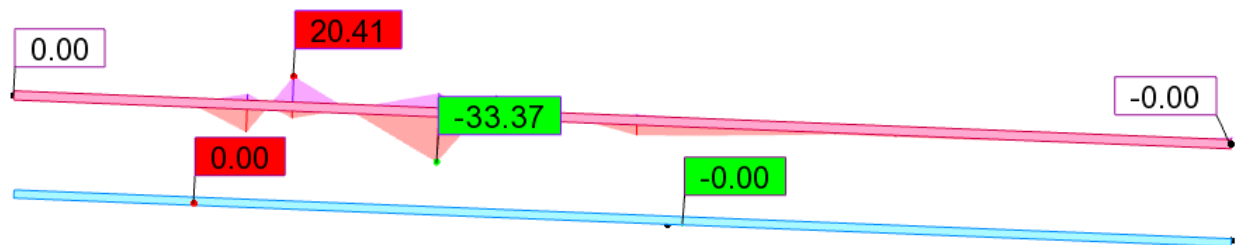


Figura 6.29 - Envolvente de momentos fletores nas cordas da Asna 6.

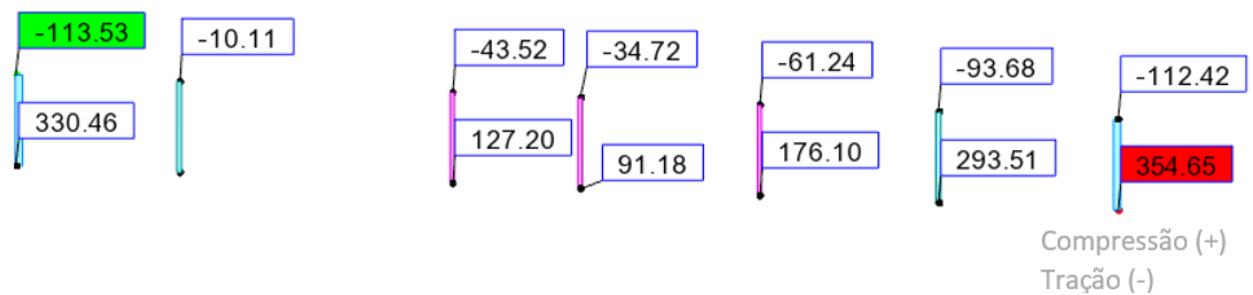


Figura 6.30 - Envolvente de esforços axiais nos montantes da Asna 6.

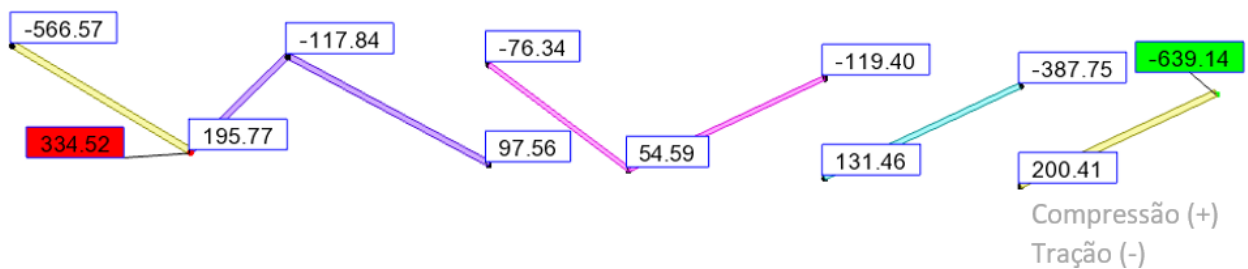
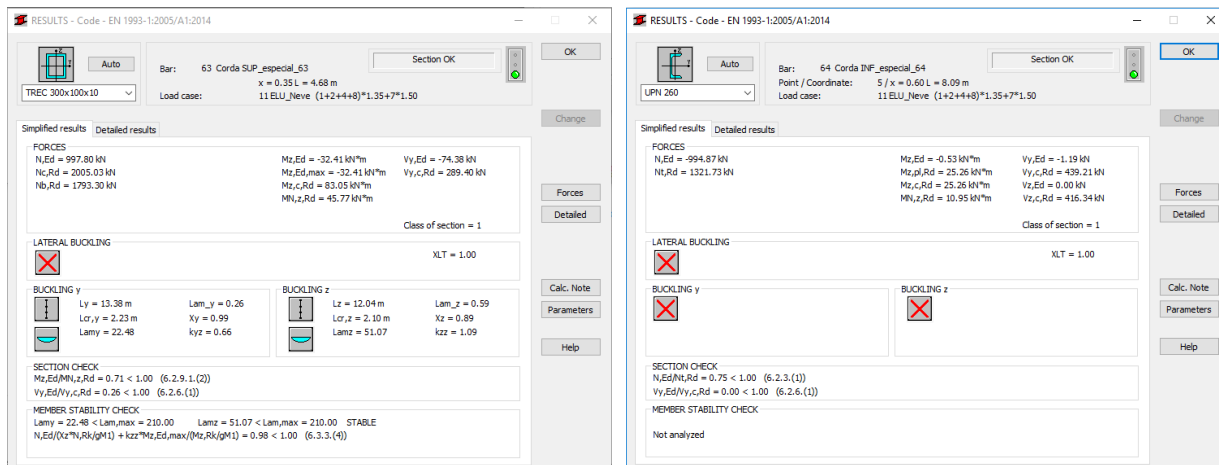


Figura 6.31 - Envolvente de esforços axiais nas diagonais da Asna 6.

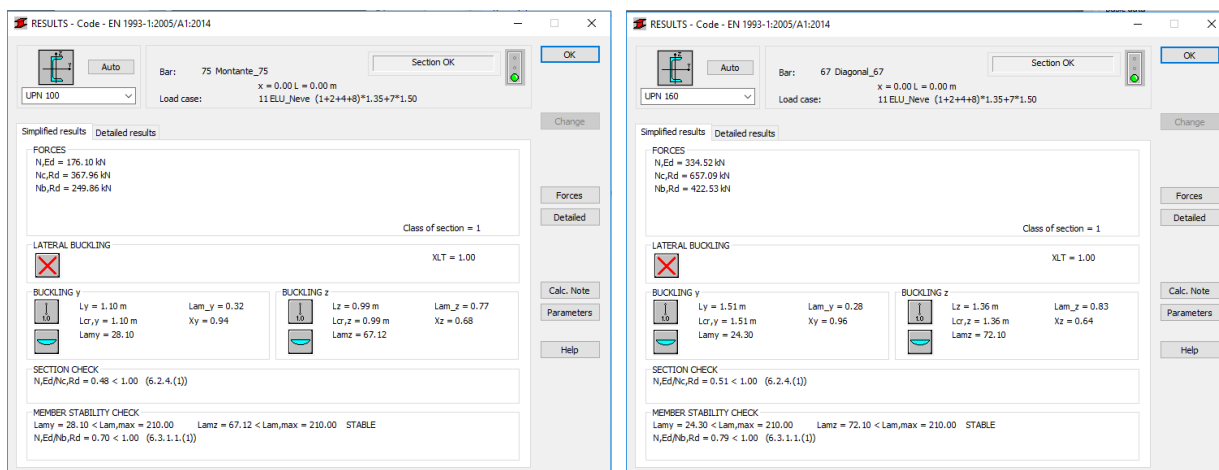
Pela Figura 6.28 e Figura 6.29, pode constatar-se a introdução de momentos fletores e esforços transversos na corda superior, na ordem dos 79kN.m e 33kN, respetivamente. As verificações de segurança aos estados limites últimos dos elementos da Asna 6 são apresentadas na Figura 6.32 e na Figura 6.33.



a) Corda superior.

b) Corda inferior.

Figura 6.32 - Verificações de segurança das cordas da Asna 6.



a) Montante.

b) Diagonal.

Figura 6.33 - Verificações de segurança da diagonal e montante mais solicitados da Asna 6.

Pela análise da Figura 6.32 e da Figura 6.33, todos os elementos cumprem a segurança aos estados limite últimos para os esforços axiais e flexão composta, sendo que a introdução de momentos na corda superior da asna condicionou o dimensionamento, obrigando à utilização de um perfil tubular de secção retangular 300x100x10. Na Figura 6.34 encontram-se os rácios de dimensionamento de todos os elementos da Asna 6.



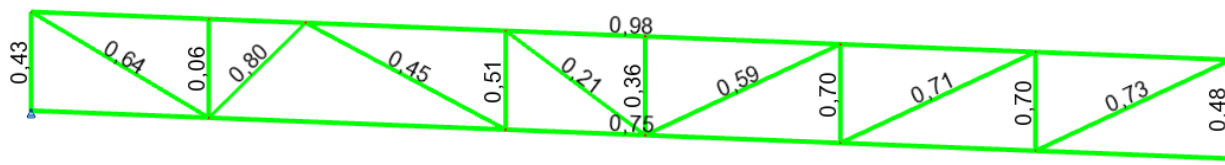


Figura 6.34 - Rácios de dimensionamento dos elementos da Asna 6.

A verificação aos estados limite de utilização procurou também nesta asna cumprir o limite de  $\frac{L}{250}$  para a combinação frequente de ações. Na Figura 6.35 apresentam-se as deformações da Asna 1 para as condições de serviço.

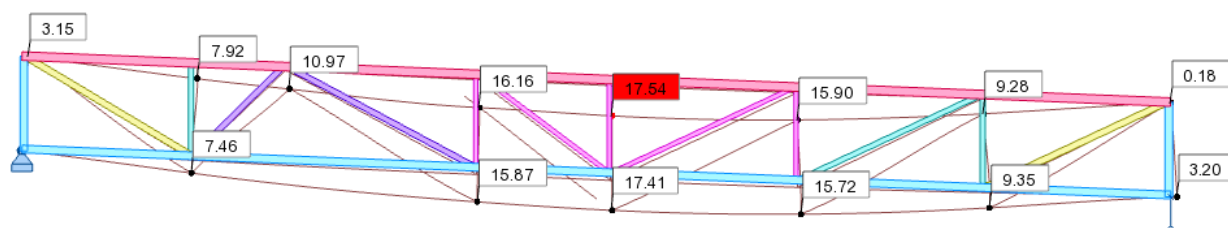


Figura 6.35 - Deformação da Asna 6, para estados limite de serviço, em mm.

Através da análise da Figura 6.35, verifica-se uma deformação máxima de 17,54 mm para a envolvente de combinações de serviço. Foi imposta uma contra flecha a meio vão no valor de 10mm, de forma a compensar a deformação provocada pelas cargas permanentes, que toma o valor de 10,51mm. Na Figura 6.36 encontra-se a identificação das secções finais de todos os elementos da Asna 6, constando os pormenores nas respetivas peças desenhadas do Anexo I.

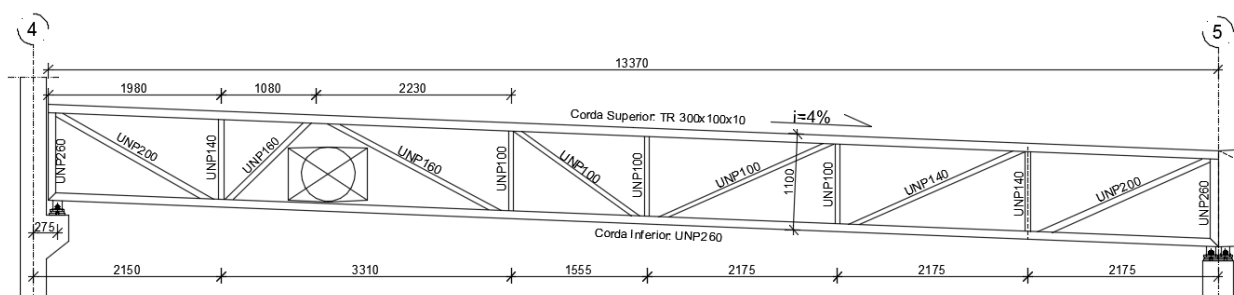


Figura 6.36 - Secções dos elementos da Asna 6.

#### 6.7.4 Estrutura metálica da frente de loja

O dimensionamento dos elementos metálicos da zona frontal da loja foi feito através da verificação da resistência das secções transversais e aos fenómenos de instabilidade. As asnas foram dimensionadas de forma análoga ao que foi referido anteriormente no capítulo 6.7.3. Nesta estrutura metálica foram dimensionados os seguintes tipos de elementos estruturais:

- Madres (Perfis IPE)
- Vigas Principais (Perfis IPE)
- Asnas (Perfis tubulares quadrados)
- Pilares (Perfis tubulares quadrados)

A referida estrutura metálica da zona frontal da loja está apresentada na Figura 6.37 através do seu modelo de cálculo.

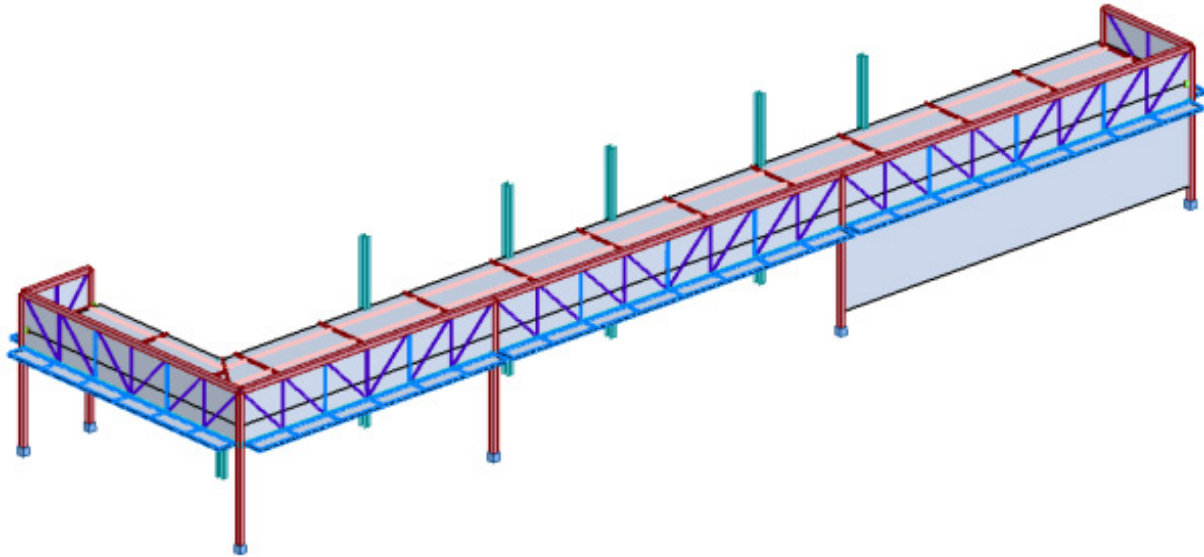


Figura 6.37 - Modelo de cálculo da estrutura metálica da zona frontal do edifício.

#### 6.7.4.1 Madres

As madres da referida zona são compostas por perfis IPE e com afastamento de 1,17 metros, conforme a Figura 6.38. O comprimento destas madres é de aproximadamente 3,82 metros.

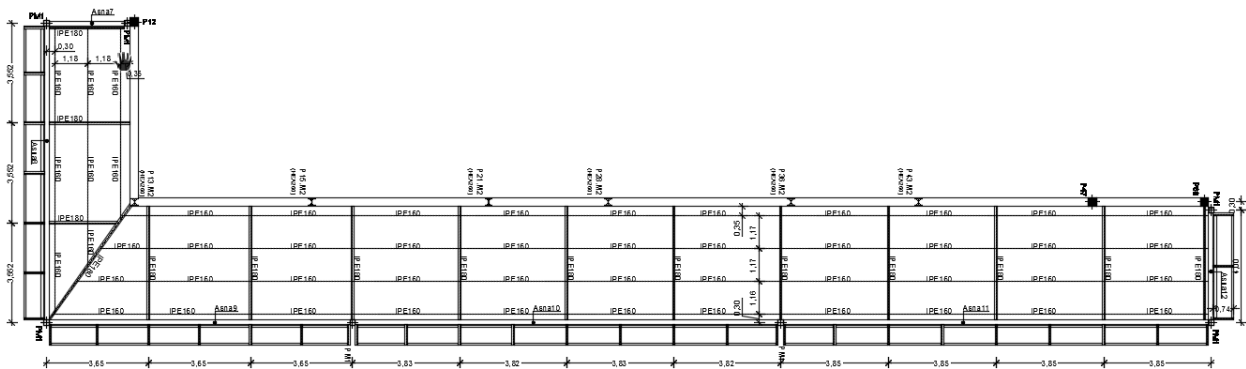


Figura 6.38 - Planta cobertura frontal do edifício.

Estas madres suportam, além do seu peso próprio, o peso da cobertura e revestimentos e como cargas variáveis estão sujeitas às seguintes ações: sobrecarga de utilização, vento e neve. Desta forma, as madres ficam sujeitas a esforços de flexão e esforço transverso.

Estas madres não possuem qualquer tipo de travamento, no plano e fora deste, no entanto a chapa de cobertura impede a encurvadura lateral do banzo superior dos perfis IPE. Assim, estes elementos estão dispensados da verificação à encurvadura lateral, sendo que neste caso esta apenas existe para ações ascendentes, em que o banzo inferior fica comprimido, no entanto este tipo de ação não foi condicionante. Desta forma as madres estão condicionadas apenas pelos esforços de corte e momentos fletores.

De acordo com o EC3, os elementos sujeitos a flexão e esforço transversal terão que ser verificados tendo em conta a interação entre estes dois tipos de solicitação, conforme o ponto 4.2.1.5 deste documento. Esta verificação apenas estará dispensada caso o esforço transversal atuante ( $V_{Ed}$ ) seja inferior a metade do esforço transversal resistente plástico ( $V_{pl,Rd}$ ):

$$V_{Ed} \leq 50\% V_{pl,Rd} \quad (6.2)$$

Nestes casos é necessário proceder à verificação da resistência das secções transversais aos momentos fletores e esforço transversal, separadamente.

O dimensionamento das madres IPE foi efetuado com recurso ao módulo de dimensionamento de elementos metálicos do *Robot™*. De seguida será apresentada a verificação da segurança da madre mais solicitada. Na Figura 6.39 e Figura 6.40 encontram-se os diagramas de esforços atuantes nas madres, para a envolvente de combinações.

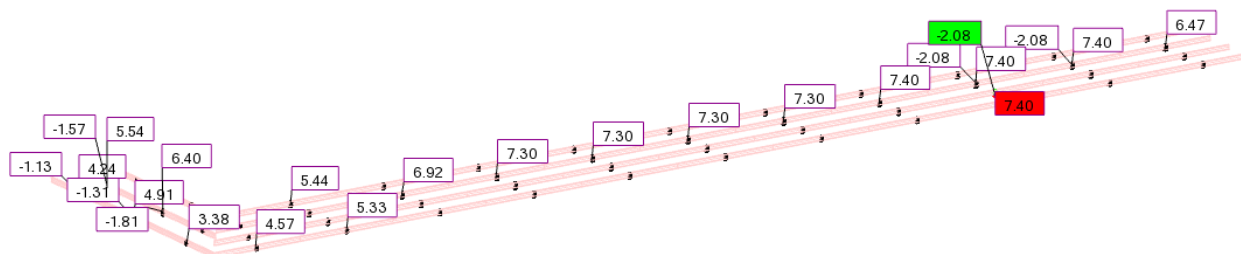


Figura 6.39 - Envoltória de momentos fletores das madres.

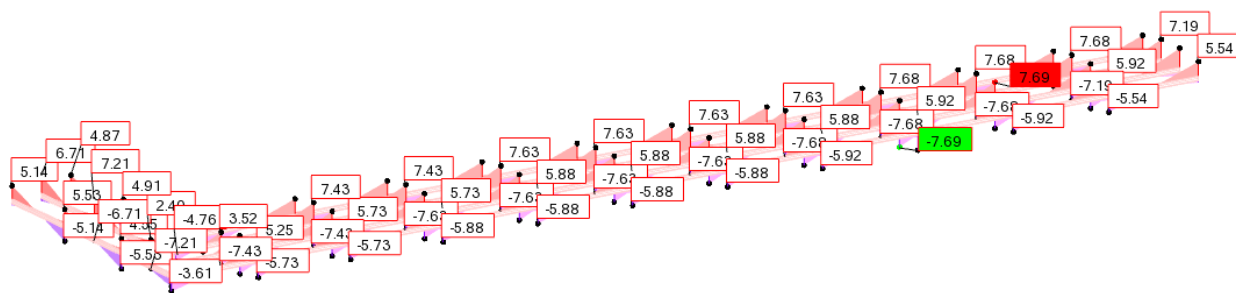


Figura 6.40 – Envolvente de esforços transverso das madres.

**Esforços atuantes de cálculo na madre:**

- $M_{y,Ed} = 7,40 \text{ kN.m}$
- $V_{Ed} = 7,69 \text{ kN}$

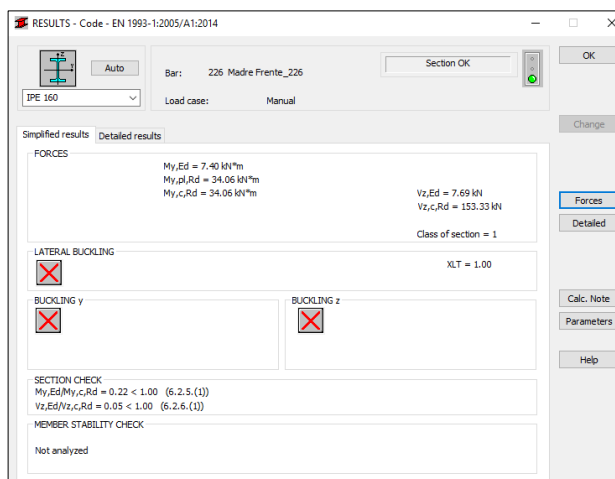
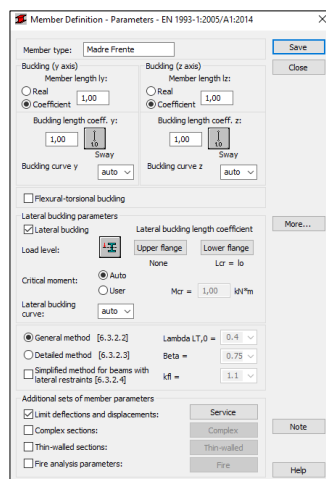
**Verificação de segurança:**

Na Tabela 6.7 encontram-se as principais características mecânicas e geométricas do perfil IPE 160, necessárias para o dimensionamento.

Tabela 6.7 – Propriedades mecânicas e geométricas do perfil IPE 160.

P [kg/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	h [mm]	b [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>el,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]
15,8	20,1	160	82	5,0	7,4	869	109	124
i <sub>y</sub> [cm]	A <sub>vz</sub> [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>el,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>z</sub> [cm]	I <sub>T</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>w</sub> [cm <sup>6</sup> ]	G [GPa]
6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	3,60	3,96x10 <sup>3</sup>	81

Na Figura 6.41 encontram-se apresentados os resultados obtidos através do módulo de dimensionamento do Robot™.



a) “Member Type” criado para o dimensionamento das madres

b) Verificações de segurança da madre mais solicitada

Figura 6.41 – Verificações de segurança da madre metálica.

Como se pode verificar pela imagem apresentada (Figura 6.41), o perfil IPE 160 cumpre amplamente os requisitos de segurança impostos pelo EC3, ficando com um rácio de dimensionamento de 0,22, devido à verificação à flexão. Também para as condições de serviço a madre cumpre os limites de deformação de  $L/250$ , conforme a Figura 6.42, apresentando uma deformação de 3,0mm.

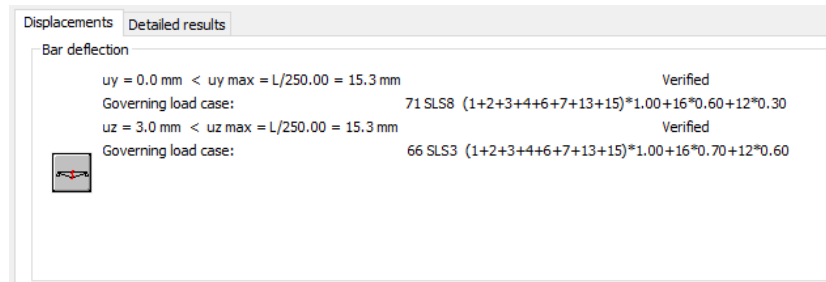


Figura 6.42 - Deformação da madre para as condições de serviço.

Não foi realizada uma maior otimização destes elementos por imposições arquitetónicas e construtivas. Na Figura 6.43 encontram-se apresentados os rácios de dimensionamento finais das madres IPE 160.

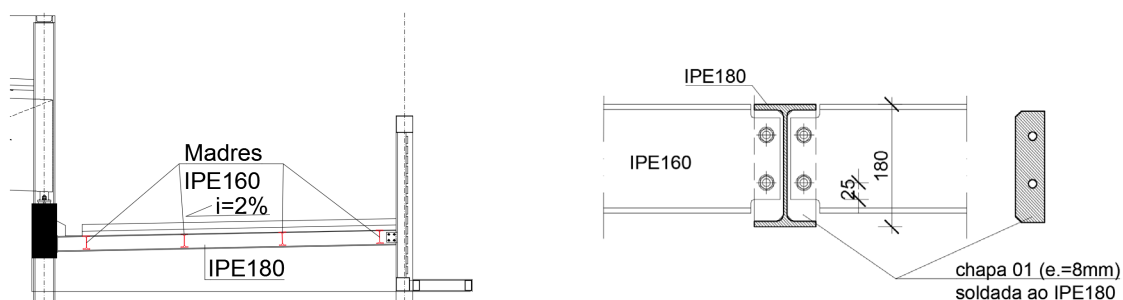
0.12	0.16	0.12										
0.14	0.19	0.12										
0.02	0.01	0.16	0.16	0.17	0.17	0.17	0.17	0.18	0.18	0.18	0.16	
0.10	0.05	0.20	0.20	0.22	0.22	0.21	0.21	0.22	0.22	0.22	0.19	
0.02	0.10	0.20	0.20	0.21	0.21	0.21	0.21	0.22	0.22	0.22	0.19	
0.13	0.16	0.16	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.15	

Figura 6.43 – Rácios de dimensionamento das madres IPE 160.

#### 6.7.4.2 Vigas principais

As vigas principais, que recebem as madres IPE da frente de loja, são também elas compostas por perfis IPE com comprimento de 4,43 metros. Estas foram modeladas como simplesmente apoiadas, através da introdução de rótulas nas ligações com os outros elementos estruturais, garantindo assim a não transmissão de momentos flettores.

Estes elementos estão sujeitos a esforços axiais, transversos e momentos flettores. De acordo com o EC3 os elementos sujeitos a estes esforços, além da verificação para os mesmos de forma separada, terão que ser verificados à flexão composta com compressão, de acordo com o ponto 6.3.3(4). Devido ao facto de a ligação das madres nas vigas principais ser feita na alma da viga e alinhando os banzos superiores (Figura 6.44), foi considerado que as madres travam as vigas principais, quer nos dois banzos como também no que diz respeito à encurvadura fora do plano.



a) Posição das vigas principais e madres      b) Pormenor da ligação das madres às vigas principais

Figura 6.44 – Ligação das madres IPE às vigas principais.

A verificação da segurança das vigas principais IPE aos esforços atuantes, de acordo com o capítulo 4.2, foi realizada com recurso ao módulo de dimensionamento de elementos metálicos do *Robot™*. De seguida será apresentada a verificação da segurança da viga mais solicitada. Na Figura 6.45, Figura 6.46 e Figura 6.47 encontram-se os diagramas de esforços atuantes nas vigas principais, para a envolvente de combinações.

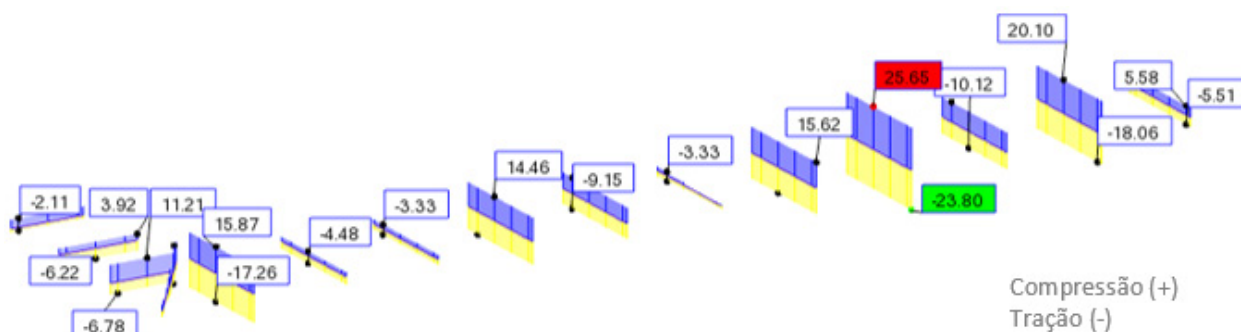


Figura 6.45 - Envolvente de esforços axiais nas vigas principais.

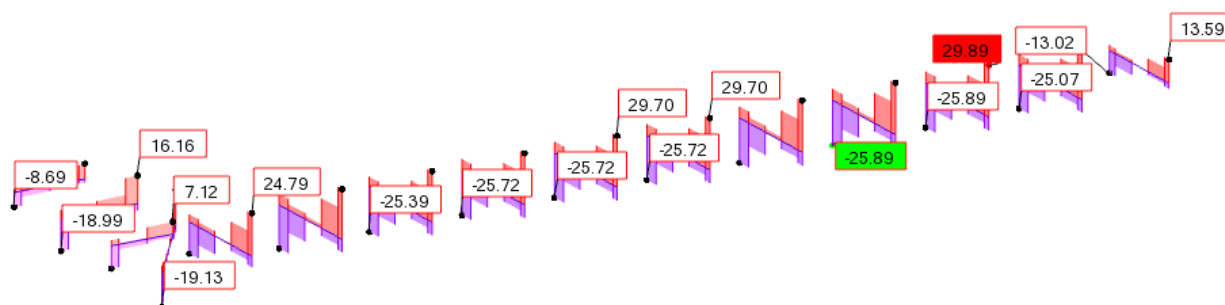


Figura 6.46 – Envolvente de esforços transversos nas vigas principais.

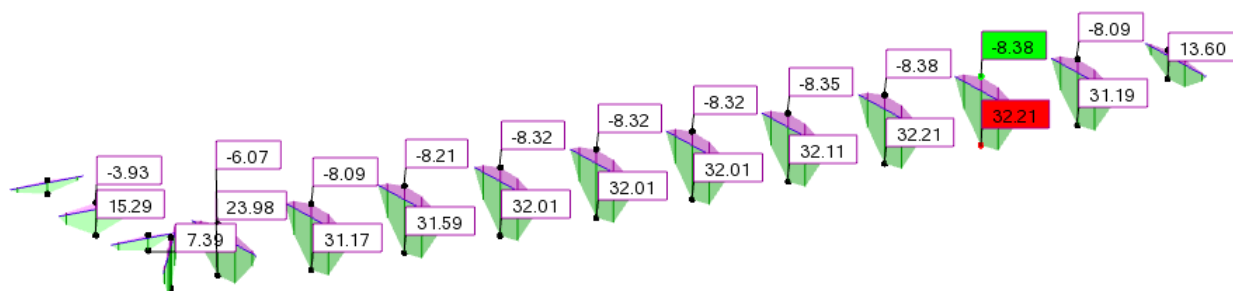
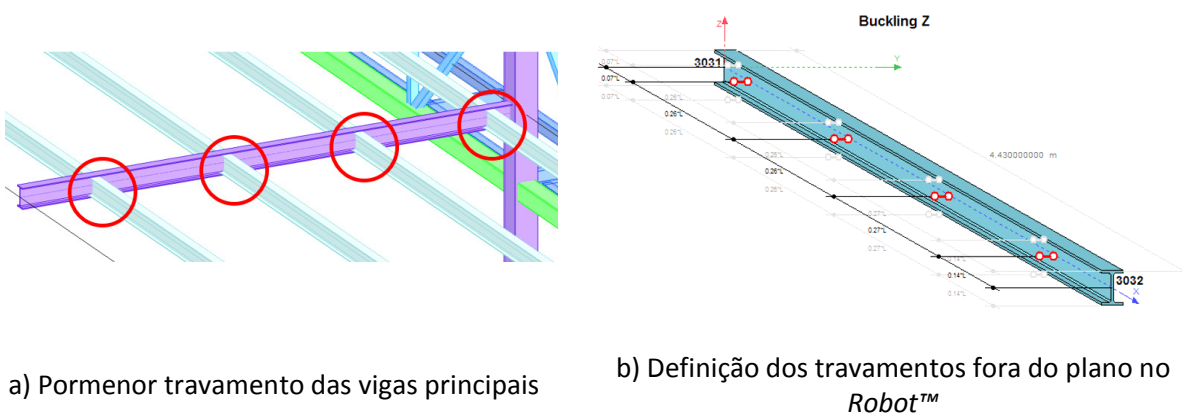


Figura 6.47 - Envolvente de momentos nas vigas principais.

Como referido anteriormente, as vigas encontram-se travadas pelas madres, em relação à encurvadura nos banzos e fora do plano, conforme a Figura 6.48.



a) Pormenor travamento das vigas principais

b) Definição dos travamentos fora do plano no Robot™

Figura 6.48 – Travamento das vigas principais pelas madres IPE.

#### Esforços atuantes de cálculo na viga:

- $N_{Ed}=5,58\text{kN}$
- $M_{y,Ed}=32,21\text{kN.m}$
- $V_{Ed}=2,02\text{kN}$

#### Verificação de segurança:

Na Tabela 6.8 encontram-se as principais características mecânicas e geométricas do perfil IPE 180, necessárias para o dimensionamento.

Tabela 6.8 - Propriedades mecânicas e geométricas do perfil IPE 180.

P [kg/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	h[mm]	b[mm]	t <sub>w</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>el,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]
18,8	23,9	180	91	5,3	8,0	1317	146	166
i <sub>y</sub> [cm]	A <sub>vz</sub> [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>el,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>z</sub> [cm]	I <sub>T</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>w</sub> [cm <sup>6</sup> ]	G[GPa]
7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	4,79	7,43x10 <sup>3</sup>	81

Os coeficientes e parâmetros necessários para o cálculo do valor do momento crítico ( $M_{cr}$ ) estão expostos na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Coeficientes e parâmetros para o cálculo de  $M_{cr}$ .

<b>L [m]</b>	1,16	<b>I<sub>w</sub>[cm<sup>6</sup>]</b>	7,43x10 <sup>3</sup>
<b>C<sub>1</sub></b>	1,12	<b>I<sub>z</sub> [cm<sup>4</sup>]</b>	101
<b>C<sub>2</sub></b>	0,46	<b>I<sub>T</sub> [cm<sup>4</sup>]</b>	4,79
<b>C<sub>3</sub></b>	0,525	<b>z<sub>g</sub></b>	0 *(carga aplicada no centro gravidade)
<b>G [GPa]</b>	81	<b>Z<sub>j</sub></b>	0 *(secção simétrica)

De acordo com o *Robot™* o valor de  $M_{cr}$  de acordo com a equação proposta por Clark e Hill é de 174,47kN.m. Na Figura 6.49 encontram-se apresentados os resultados obtidos através do módulo de dimensionamento do *Robot™*.



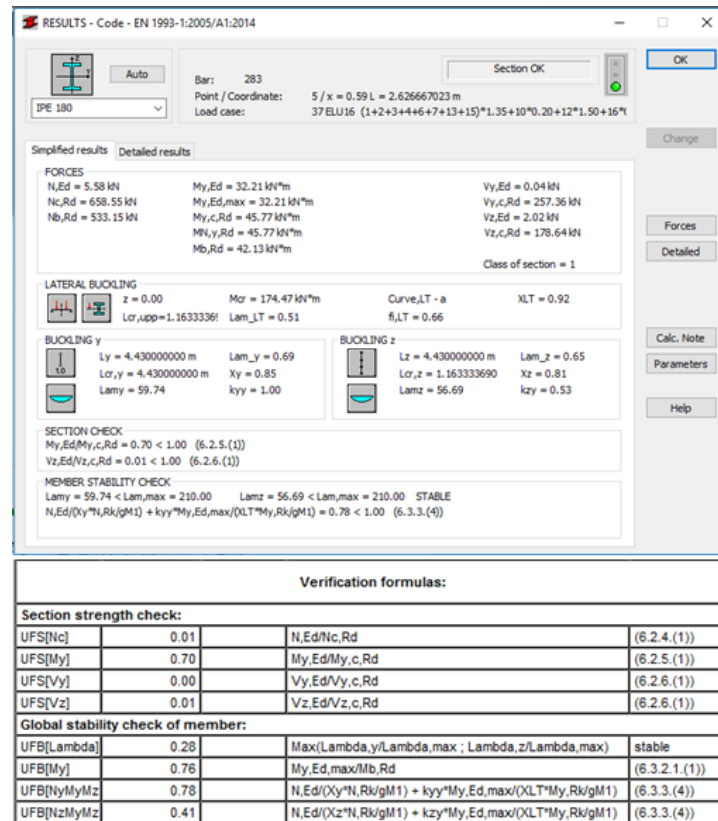


Figura 6.49 – Verificações de segurança da viga principal.

Como se pode verificar pela Figura 6.49, os valores do comprimento de encurvadura fora do plano ( $L_{cr,z}$ ) e do banzo superior ( $L_{cr,upp}$ ) foram considerados como 1,16 metros devido ao travamento dado pelas madres, fazendo assim com que os coeficientes redutores da resistência devido à encurvadura não assumissem valores demasiado gravosos.

Fica assim verificada a segurança da viga principal composta por perfil IPE 180, com rácio de 0,78, sendo que a verificação à flexão composta é condicionante. Na Figura 6.50 apresentam-se os rácios de dimensionamento das restantes vigas principais.

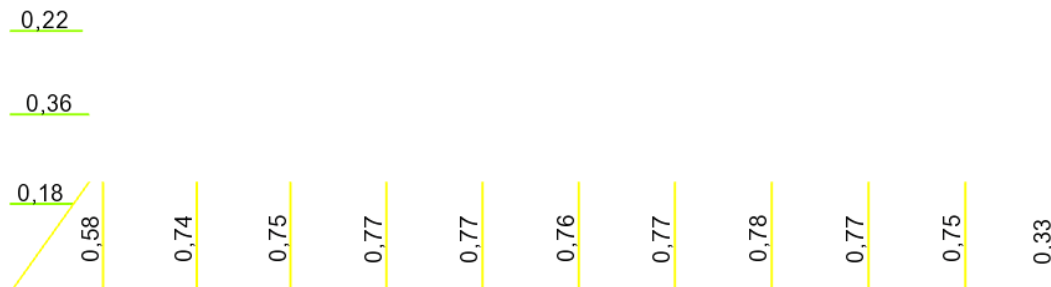


Figura 6.50 - Rácios de dimensionamento das vigas principais IPE 180.

Também para as condições de serviço a madre cumpre os limites de deformação de  $L/250$ , conforme a Figura 6.51, onde se verifica uma flecha de 11,6mm.

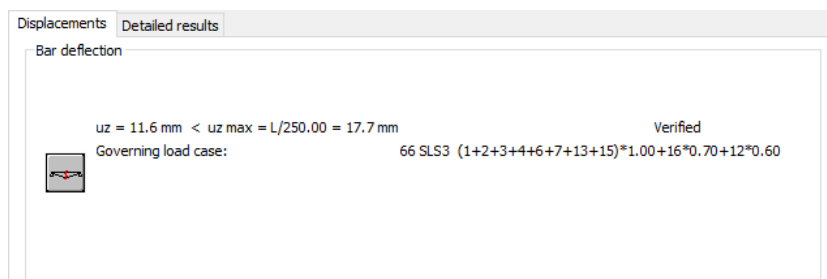


Figura 6.51 - Deformação da viga para as condições de serviço.

### 6.7.4.3 Asnas treliçadas

As asnas da fachada frontal do edifício (Figura 6.52) são compostas todas elas por perfis tubulares quadrados, por imposição arquitetónica, com uma altura de 2 metros. Uma vez que as asnas estão sujeitas à ação do vento na direção perpendicular ao plano das mesmas, os elementos constituintes poderão apresentar alguns esforços de flexão, pelo que serão também verificados à flexão composta.

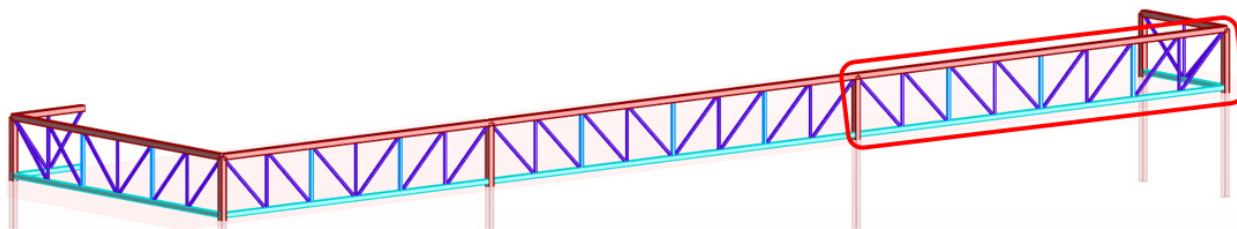


Figura 6.52 - Asnas treliçadas da frente de loja.

De seguida serão apresentadas as verificações de segurança para a Asna 11, assinalada na Figura 6.52. Os diagramas de esforços axiais e momentos fletores encontram-se na Figura 6.53 e Figura 6.54, respetivamente.

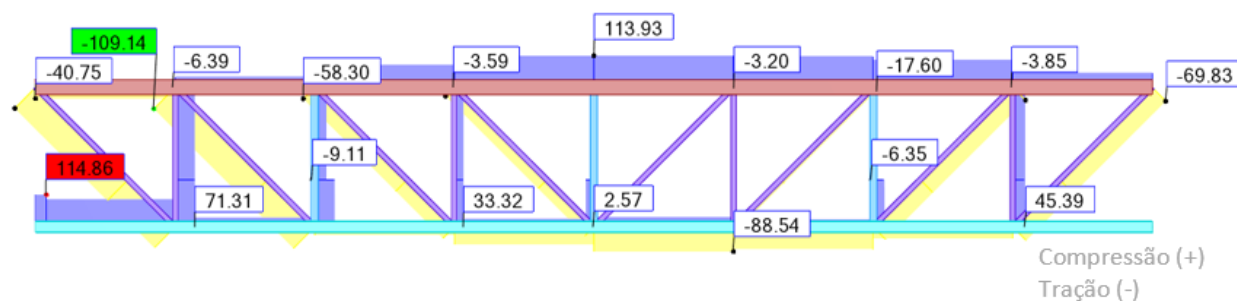


Figura 6.53 – Envolvente de esforços axiais na Asna 11.

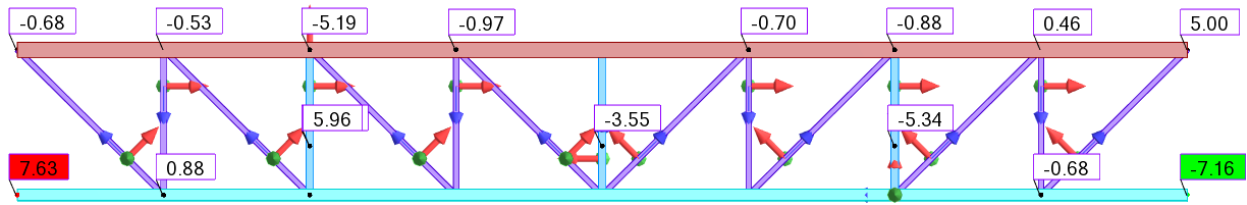
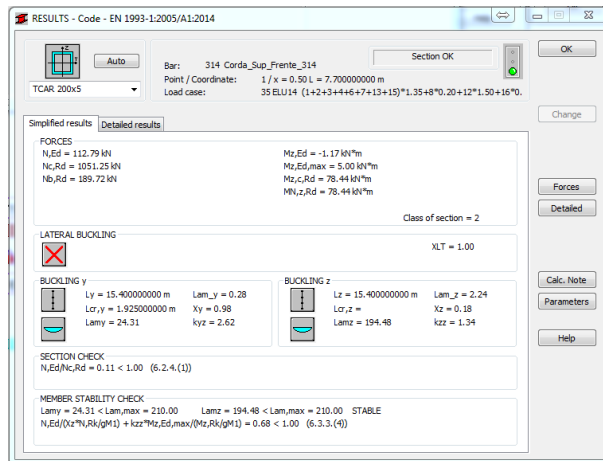
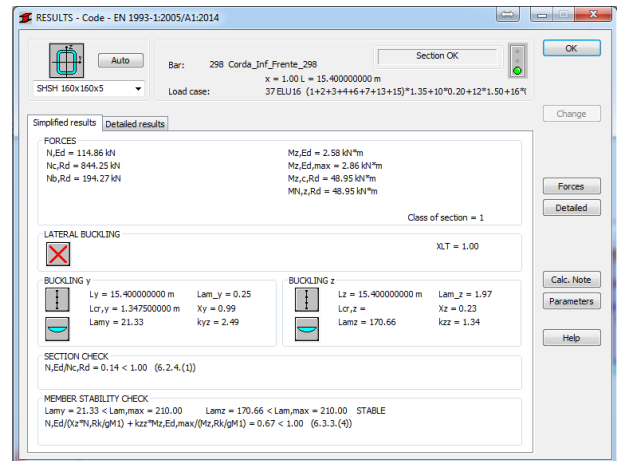


Figura 6.54 – Envolvente de momentos fletores em torno de Z, na Asna 11.

Na Figura 6.55 e na Figura 6.56 são apresentadas as verificações de segurança dos elementos da Asna 11.

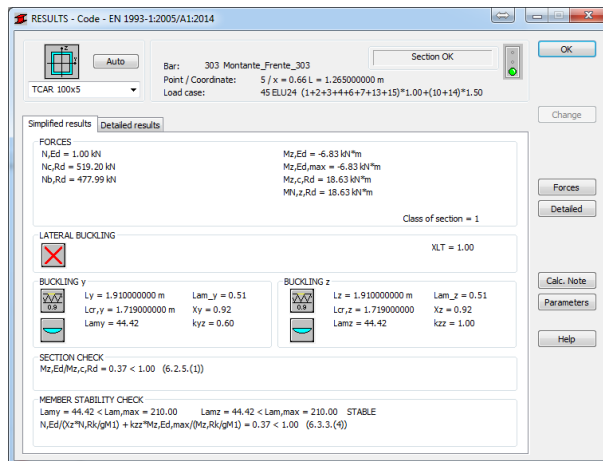


a) Corda superior.

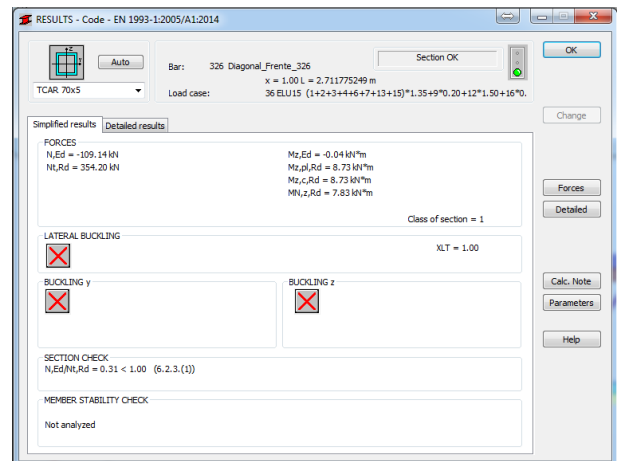


b) Corda inferior.

Figura 6.55 - Verificações de segurança das cordas da Asna 11.



a) Montante.



b) Diagonal.

Figura 6.56 - Verificações de segurança da diagonal e montante mais solicitados da Asna 11.

Como se verifica através da Figura 6.55 e da Figura 6.56, os elementos mais solicitados da Asna 11 cumprem os requisitos de segurança para estados limite últimos impostos pelo EC3, sendo que a verificação da estabilidade dos elementos sujeitos a flexão composta foi a mais gravosa. Na Figura 6.57 encontram-se apresentados os rácios de dimensionamento dos restantes elementos da asna.

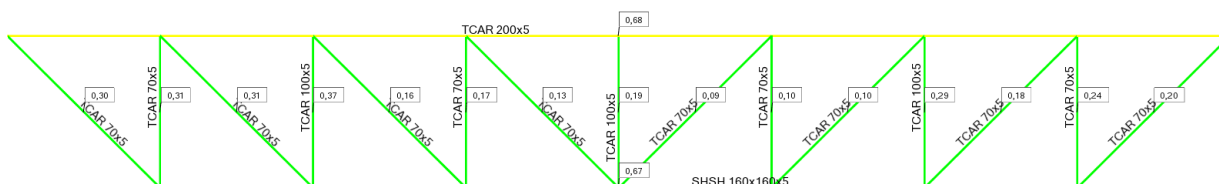


Figura 6.57 – Rácios de dimensionamento da Asna 11.

Relativamente às condições de serviço, nenhum elemento da asna apresenta valores de deformação preocupantes, como se pode verificar na Figura 6.58.

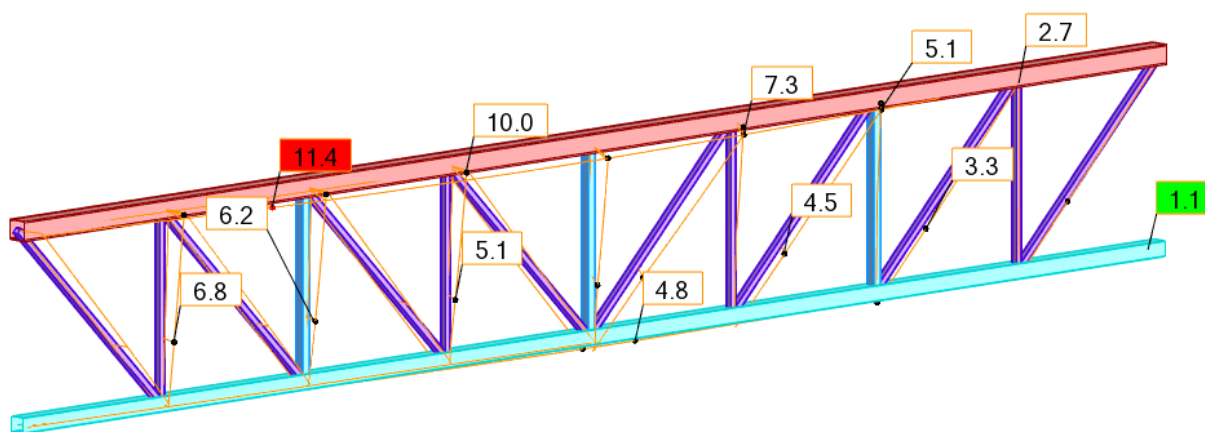
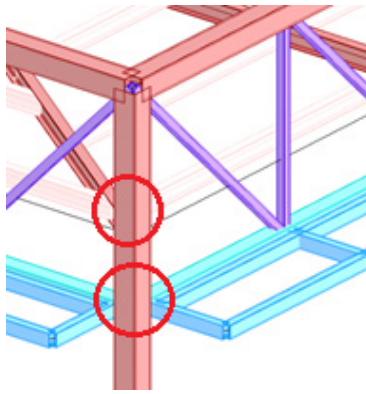


Figura 6.58 – Deformação da Asna 11 para condições de serviço.

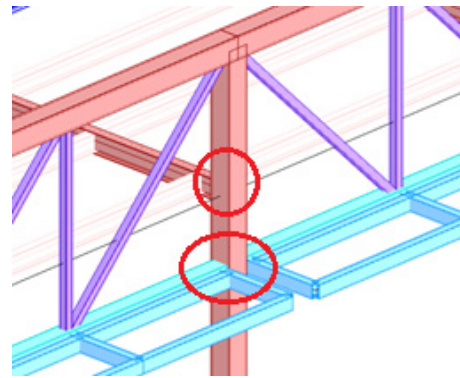
#### 6.7.4.4 Pilares

Os pilares metálicos são formados por perfis tubulares quadrados do tipo TQ200x200x5, sendo estas dimensões uma exigência arquitetónica, e têm uma altura de 5,50 metros. Estes estão sujeitos a esforços axiais e de flexão em torno dos dois eixos principais. Desta forma, a verificação condicionante será, à partida, a da flexão composta com compressão, não estando, no entanto, dispensada a verificação da secção transversal aos respetivos esforços atuantes, incluindo flexão desviada.

Uma vez que os pilares estão ligados às cordas superior e inferior das asnas metálicas da frente de loja e às vigas principais (Figura 6.59), vão ter assim, o seu comprimento de encurvadura reduzido, no plano e fora deste. Devido a serem compostos por elementos tubulares, os pilares não estão sujeitos à encurvadura lateral.



a) Pormenor da ligação do pilar de canto às asnas e à viga principal



b) Pormenor da ligação de um pilar às asnas e à viga principal

Figura 6.59 – Travamento dos pilares pelas vigas e asnas.

De seguida será apresentada a verificação de segurança do pilar assinalado (Figura 6.60), quer a nível axial quer a nível de momentos fletores. Na Figura 6.60, Figura 6.61 e Figura 6.62 estão apresentados os diagramas para a envolvente de esforços axiais e momentos fletores em y e z.

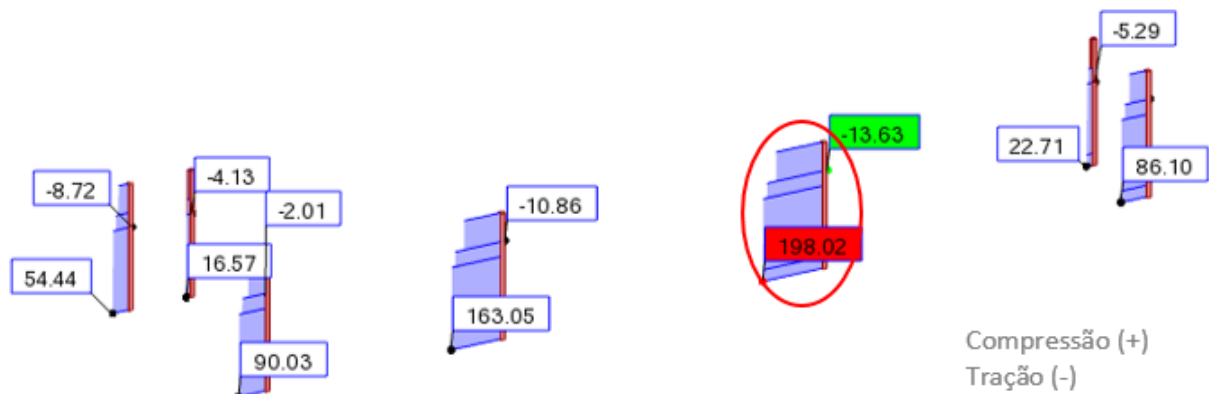


Figura 6.60 - Envoltória de esforços axiais nos pilares.

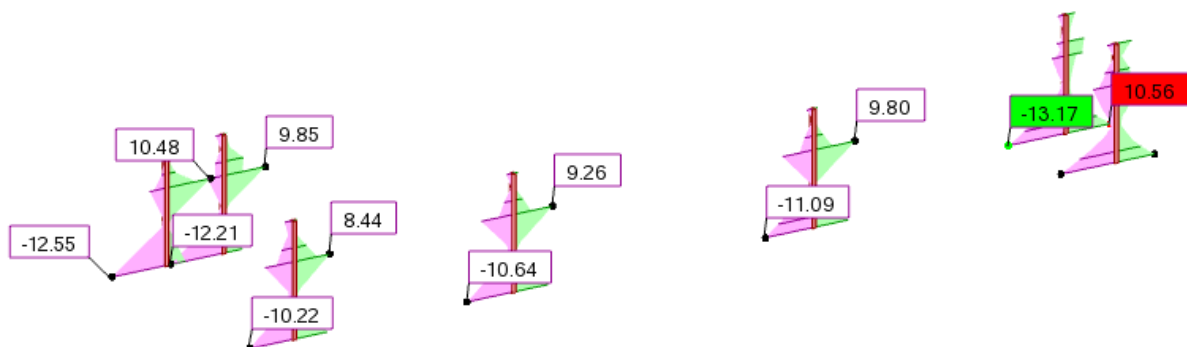


Figura 6.61 - Envoltória de momentos fletores em torno de y nos pilares.

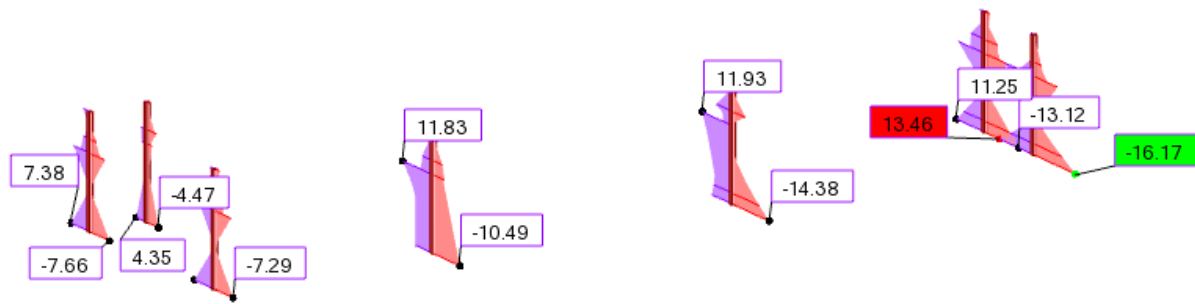


Figura 6.62 - Envolvente de momentos fletores em torno de z nos pilares.

#### **Esforços atuantes de cálculo no pilar:**

- $N_{Ed}=197,75\text{kN}$
- $M_{y,Ed}=1,65\text{kN.m}$
- $M_{z,Ed}=11,47\text{kN.m}$

#### **Verificação de segurança:**

Na Tabela 6.10 encontram-se as principais características mecânicas e geométricas do perfil tubular TQ200x200x5, necessárias para o dimensionamento.

Tabela 6.10 - Propriedades mecânicas e geométricas do perfil tubular TQ200x200x5.

P [kg/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	h;b[mm]	t [mm]	I [cm <sup>4</sup> ]	i [cm]	W <sub>el,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	I <sub>T</sub> [cm <sup>4</sup> ]
30,4	38,7	200	5,0	2445	7,95	245	283	3756

Na Figura 6.63 estão explícitas as verificações de segurança realizadas pelo *Robot™* e os respectivos rácios, para o pilar em análise.

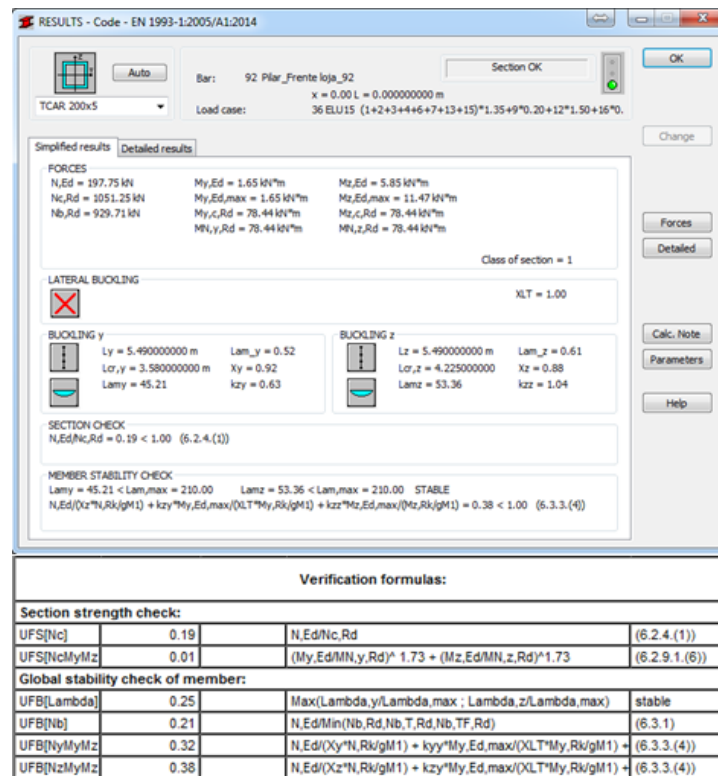


Figura 6.63 - Verificações de segurança do pilar em análise.

Verifica-se assim, pela Figura 6.63, que a verificação condicionante foi a da flexão composta, sendo que a verificação da secção transversal à flexão desviada foi muito pouco gravosa (rácio 0,01) o que seria expectável já que os momentos solicitantes são bastante reduzidos. Os rácios de dimensionamento dos restantes pilares podem ser consultados na Figura 6.64.



Figura 6.64 - Rácios de dimensionamento dos pilares metálicos da frente de loja.

Os pormenores dos elementos constituintes da estrutura abordada neste subcapítulo encontram-se nas peças desenhadas, no Anexo I.

### 6.7.5 Vigas de betão armado

O dimensionamento das vigas de betão armado (Figura 6.65) foi realizado de acordo com as exigências do EC2, relativamente a estados limite últimos como a estados limite de utilização. No edifício estão previstas vigas de betão armado no contorno do mesmo e também na estrutura do corpo técnico.

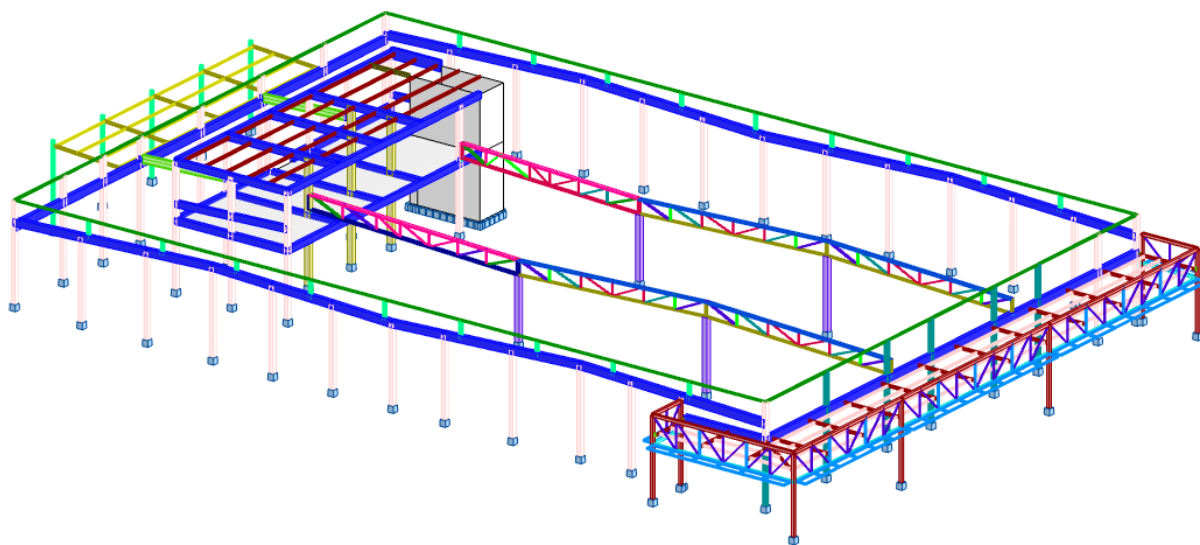


Figura 6.65 – Vigas de betão armado da estrutura, assinaladas a azul.

A adoção de soluções de armaduras foi realizada tendo em vista não só a resistência aos esforços atuantes, como também obter uma uniformização das soluções ao longo de cada alinhamento de vigas.

A verificação de segurança foi feita de acordo com os esforços atuantes, de flexão, corte e de torção, recorrendo à formulação estipulada pelo EC2, para estados limite últimos. Foi verificada também a segurança dos elementos para estados limite de serviço, de acordo com o EC2, garantindo a segurança à deformação e relativamente à fendilhação.

#### 6.7.5.1 Verificação de segurança E.L.U.

De seguida será apresentada a verificação de segurança da viga 2.1 aos esforços atuantes, bem como a pormenorização da sua secção transversal. A referida viga pertence ao piso do corpo técnico e tem uma área transversal de  $0,30 \times 0,60 \text{ m}^2$ , sendo composta por dois tramos adjacentes com 6,20m e 2,55m cada, com este último em consola. Os diagramas de esforços atuantes para estados limite últimos encontram-se na Figura 6.66, Figura 6.67 e Figura 6.68.



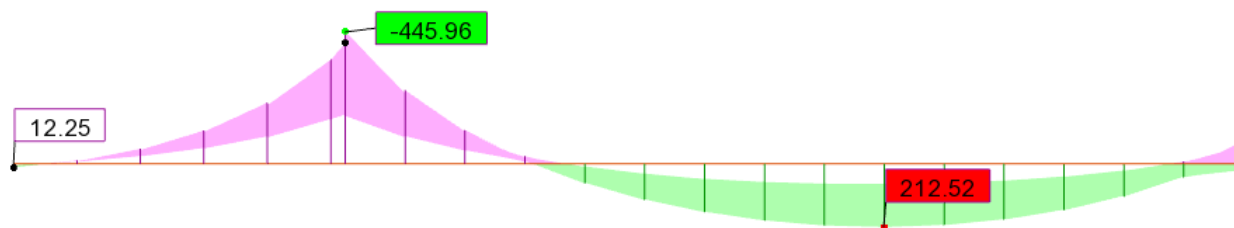


Figura 6.66 – Diagrama de momentos fletores da Viga 2.1.

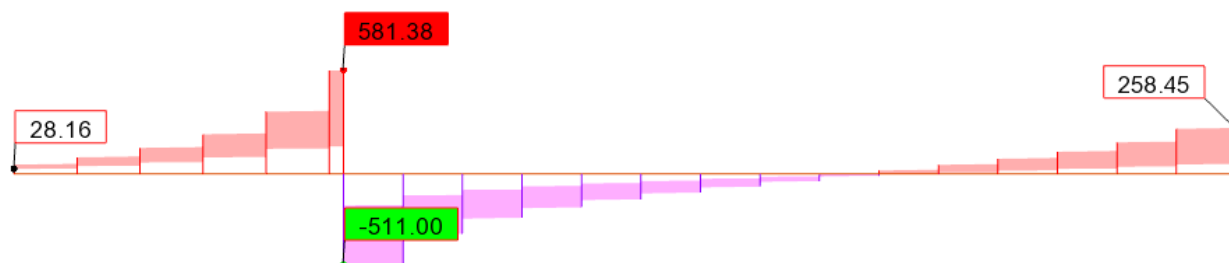


Figura 6.67 – Diagrama de esforço transversal na Viga V2.1.



Figura 6.68 – Diagrama de momentos torsores na Viga 2.1.

Por se tratar de uma viga com um tramo em consola, não se efetuou uma redistribuição dos esforços nem uma correção dos valores de pico apresentados pelo programa de cálculo. Na Figura 6.69, Figura 6.70 e Figura 6.71 encontram-se apresentadas as verificações de segurança realizadas para o dimensionamento da armadura da Viga 2.1 com auxílio de folhas de cálculo em Excel.

AS Inferior		AS Superior	
<b>Msd</b> =	212,52 kN.m	<b>Msd</b> =	445,96 kN.m
<b>b</b> =	0,30 m	<b>b</b> =	0,30 m
<b>h</b> =	0,60 m	<b>h</b> =	0,60 m
<b>d</b> =	0,55 m	<b>d</b> =	0,55 m
<b>Aço</b>	A500	<b>Aço</b>	A500
<b>Betão</b>	c30/37	<b>Betão</b>	c30/37
<b>fyk</b> =	500 MPa	<b>fyk</b> =	500 MPa
<b>fsyd</b> =	435 MPa	<b>fsyd</b> =	435 MPa
<b>fcd</b> =	20,00 MPa	<b>fcd</b> =	20,00 MPa
<b>fctm</b> =	2,9 MPa	<b>fctm</b> =	2,9 MPa
$\mu$ =	0,117	$\mu$ =	0,246
$\omega$ =	0,128	$\omega$ =	0,300
<b>As</b> =	9,68 cm <sup>2</sup>	<b>As</b> =	22,78 cm <sup>2</sup>
<b>Solução:</b>	2 $\Phi$ 20 + 2 $\Phi$ 16 10,30 cm <sup>2</sup> OK	<b>Solução:</b>	6 $\Phi$ 20 + 2 $\Phi$ 16 22,87 cm <sup>2</sup> OK
<b>As<sub>min</sub></b> =	2,49 cm <sup>2</sup>	<b>As<sub>min</sub></b> =	2,49 cm <sup>2</sup>
<b>&gt;0,0013b.d</b>	2,145 cm <sup>2</sup>	<b>&gt;0,0013b.d</b>	2,145 cm <sup>2</sup>
<b>As<sub>max</sub></b> =	72,00 cm <sup>2</sup>	<b>As<sub>max</sub></b> =	72,00 cm <sup>2</sup>

Figura 6.69 - Dimensionamento da armadura de flexão da Viga 2.1.

**Armadura de Corte EC2**

**V<sub>Ed</sub>** = 581,38 kN  
**b** = 0,30 m  
**h** = 0,60 m  
**d** = 0,55 m  
**Asl** = 10,30 cm<sup>2</sup>

**fck** = 30 MPa  
**fyk** = 500 MPa  
 $\theta$  = 30 °  
 $\alpha$  = 90 °

**Aço** A500  
**Betão** c30/37  
 Pré-esforço Não  
 $k$  = 1,603  $\leq 2,0$   
 $\rho_l$  = 0,00624  $\leq 0,02$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$

**fcd** = 20,00 MPa  
**fsyd** = 435 MPa

**Esforço transverso resistente da secção de betão**

**V<sub>Rd,c</sub>** = 84,29 kN  
**V<sub>Rd,c,min</sub>** = 64,20 kN  
**V<sub>Ed</sub> ≤ 0,5 · b<sub>w</sub> · d · v · f<sub>cd</sub>** 871,20 kN

**Armadura de Esforço transverso necessária**

**A<sub>sw</sub>/s** = 15,60 cm<sup>2</sup>/m  
**s** = 20 cm  
**A<sub>sw</sub>** = 3,12 cm<sup>2</sup>  
**A<sub>varão</sub>** = 0,8 cm<sup>2</sup>  
**Nº de ramos** = 3,9  
 $\alpha_{cw}$  = 1,00  
**V<sub>Rd,max</sub>** = 679,03 kN

**Armadura mínima de esforço transverso**

**A<sub>sw,min</sub>/s** = 2,63 cm<sup>2</sup>/m  
**s** = 30 cm  
**A<sub>sw,min</sub>** = 0,79 cm<sup>2</sup>  
**A<sub>varão</sub>** = 0,8 cm<sup>2</sup>  
**Nº de ramos** = 1,0  
**Nº de ramos a colocar** = 3  
**V<sub>Rd, Asw,min</sub>** = 298,21 kN

**Necessária armadura de esforço transverso**

**Afastamentos**

**s<sub>l,max</sub>** = 41,25 cm  
**s<sub>t,max</sub>** = 41,25 cm  
 60 cm

**Ramos** 4 **Diametro**  $\Phi$  10 **Espaçamento (m)** 0,2  
**Asw/s = 15,71 cm<sup>2</sup>**  
 OK

**Ved verifica o máximo**

**Ramos** 2 **Diametro**  $\Phi$  10 **Espaçamento (m)** 0,3  
**Asw/s = 5,24 cm<sup>2</sup>**  
 OK

**Esforço resistente da armadura mínima**

Figura 6.70 - Dimensionamento da armadura de corte da Viga 2.1.



## Viga V2.1

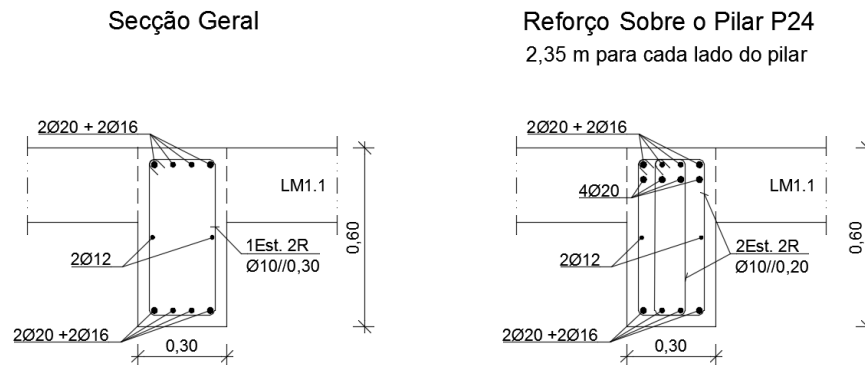


Figura 6.72 – Pormenor da secção transversal da Viga 2.1.

## 6.7.5.2 Verificação de segurança E.L.S.

Seguidamente será apresentada a verificação de segurança da viga 2.1 aos esforços atuantes para estados limite de serviço. No que diz respeito ao controlo da fendilhação, foi imposto o limite de largura de fendas de 0,30mm, enquanto que para a deformação da viga foi verificado o limite de  $l/250$ . Na Figura 6.73 encontra-se o diagrama de momentos flectores da referida viga, para as condições de serviço.

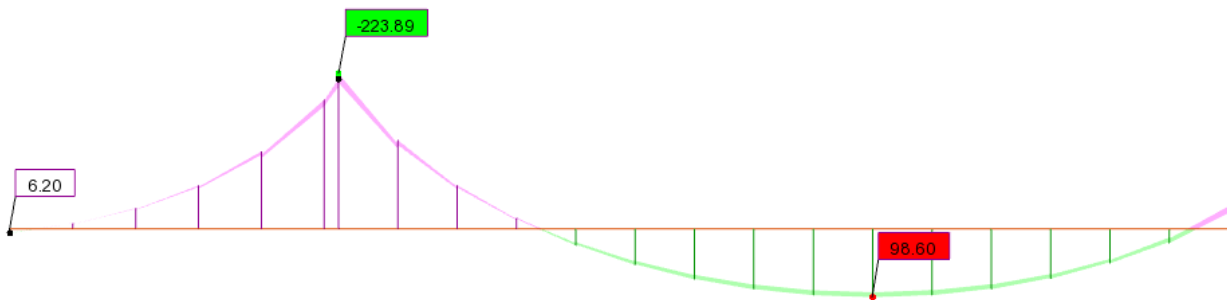


Figura 6.73 - Diagrama de momentos flectores na Viga 2.1 para Estados Limite de Serviço.

h=	60	cm
d=	55	cm
b=	30	cm
fctm=	2,9	MPa
E <sub>cm</sub> =	33	GPa

Aço	A500
Betão	c30/37

Solução Armadura		M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)	ξ	C <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>sr</sub> (MPa)	0,6σ <sub>s</sub> /E <sub>s</sub>	expressã o 7.9 EC2	ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub>	h <sub>c,ef</sub> (cm)	A <sub>c,eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>r</sub>	s <sub>rm</sub> (mm)	w <sub>k</sub> (EC2) (mm)			
⊕	20 nº 6 + ⊕ 16 nº 2	223,89	22,86	1,385	0,406	83,471	205,9	48,0	0,000618	0,000899	0,000899	12,5	12,6	30,0	375	0,06096	225,78	0,20	<0,30
⊕	20 nº 2 + ⊕ 16 nº 2	98,60	10,30	0,624	0,296	177,769	193,1	102,3	0,000579	0,000719	0,000719	12,5	14,6	30,0	375	0,02746	293,80	0,21	<0,30

Figura 6.74 – Verificação de segurança da Viga 2.1 à fendilhação.

Como demonstrado pela Figura 6.74, o limite imposto para a largura de fendas é cumprido, com um valor de abertura de fenda de 0,21 na face inferior da viga. Na Figura 6.75 encontra-se a deformação expectável da Viga 2.1.

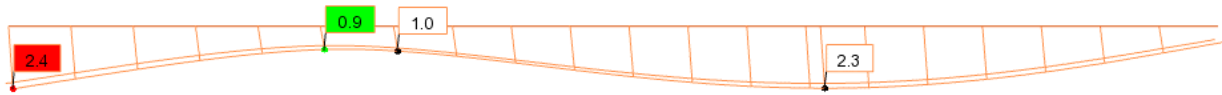


Figura 6.75 – Deformação da Viga 2.1 para Estados Limite de Serviço.

$$\delta_{lim} = \frac{2550}{250} = 10,20mm > 2,4 - 0,9 = 1,5mm \text{ OK!!}$$

$$\delta_{lim} = \frac{6200}{250} = 24,8mm > 2,3 - 1,0 = 1,3mm \text{ OK!!}$$

São assim cumpridos os limites de deformação de  $l/250$  impostos pelo EC2 para as flechas instantâneas, sendo o cálculo da flecha a longo prazo efetuado de acordo com o exposto no capítulo 4.3.2.2 e abaixo demonstrado.

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{33} = 6,06 \\ \rho &= \frac{10,3 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,55} = 0,0062 \end{aligned} \right\} \alpha\rho = 6,06 \times 0,0062 = 0,0375$$

$$M_{rD} = W_c \times f_{ctm} = \frac{0,3 \times 0,6^2}{6} \times 2,9 \times 10^3 = 52,2kN.m \left\{ \frac{M_{rD}}{M_D} = 0,53 \right.$$

Pelos valores acima e para  $\psi = 2,5$  ;  $\frac{d}{h} = 0,92$  obtêm-se através dos ábacos mencionados anteriormente, os valores de  $\eta$  e  $k_t$ .

$$\eta \approx 0,72$$

$$k_t \approx 5$$

Desta forma, a flecha a longo prazo, devida aos efeitos da armadura, da fendilhação e da fluência é dada por:

$$a_t = a_c \times k_t \times \eta$$

$$a_t = 1,3 \times 5 \times 0,72 = 4,68mm < 24,8mm \text{ OK!!}$$

Fica assim verificada a segurança da Viga 2.1 face às verificações para estados limite de serviço, com uma abertura de fendas máxima de 0,21mm e uma deformação a longo prazo de cerca de 4,7mm.

### 6.7.6 Laje maciça de betão armado

A laje de piso do corpo técnico (LM1.1) é maciça, armada em duas direções com 25cm de espessura. Esta laje foi dimensionada para os estados limite últimos e de utilização. Tratando-se de uma laje com vãos

consideráveis, é expectável que os esforços de flexão sejam condicionantes no dimensionamento, sendo também importante o controlo dos esforços de corte nas zonas junto das vigas e pilares. Na Figura 6.76 apresenta-se a planta estrutural da laje.

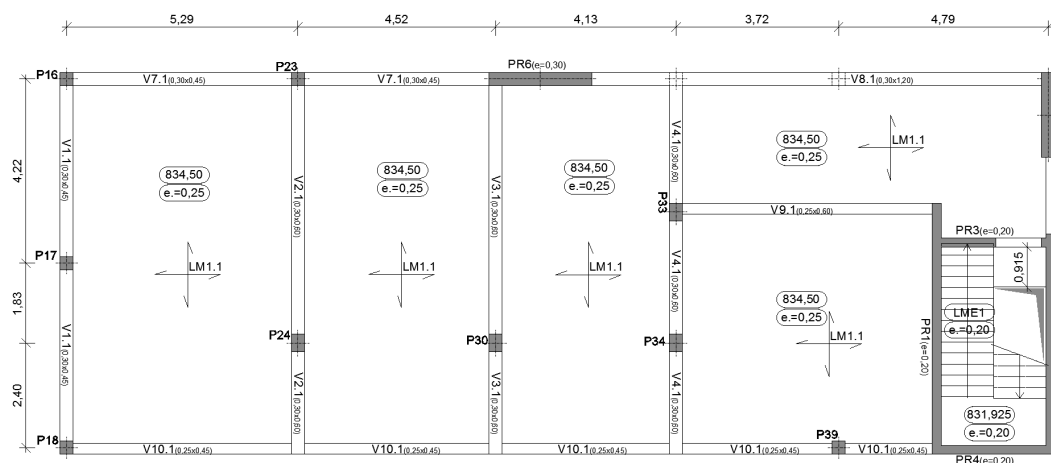


Figura 6.76 – Planta estrutural da laje LM1.1.

#### 6.7.6.1 Verificação de segurança E.L.U.

**i. Resistência à Flexão:**

A verificação da segurança da Laje LM1.1 aos esforços de flexão foi realizada de acordo com a metodologia exposta no ponto 4.3.1.1 deste documento.

Na Figura 6.77 até à Figura 6.80 são apresentados os valores dos esforços de flexão na laje, nas faces superior e inferior, para as duas direções ortogonais.

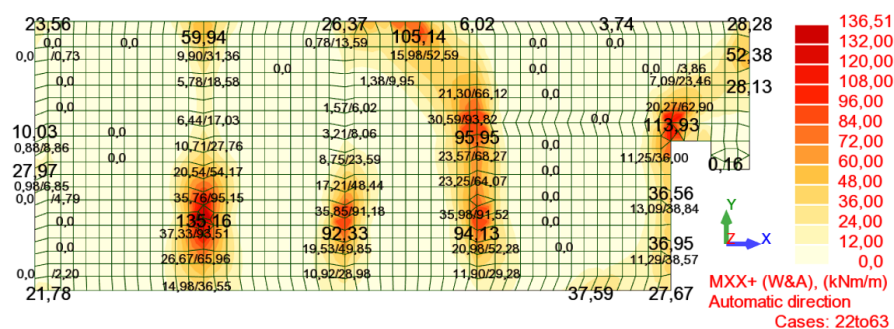


Figura 6.77 – Momentos fletores na direção XX, na face superior da laje LM1.1.

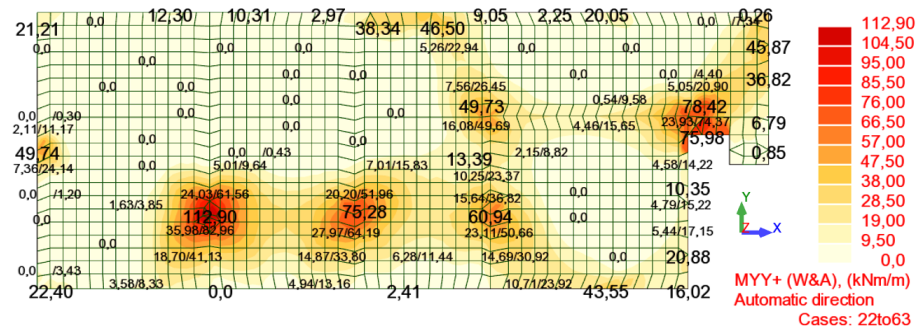


Figura 6.78 - Momentos fletores na direção YY, na face superior da Laje LM1.1.

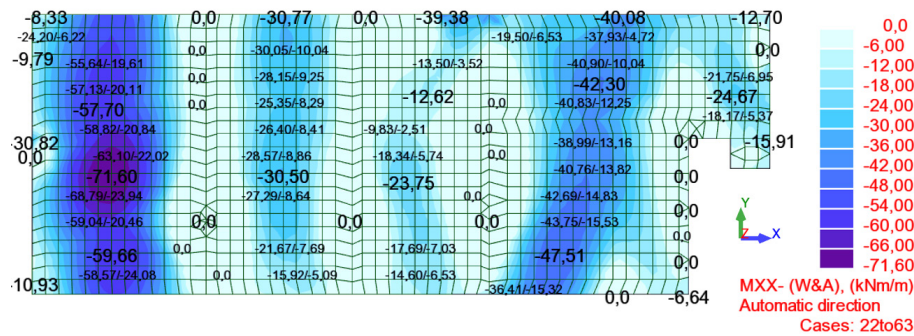


Figura 6.79 - Momentos fletores na direção XX, na face inferior da Laje LM1.1.

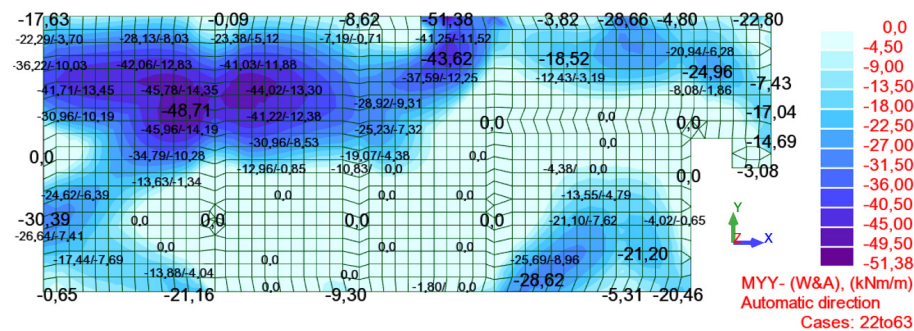


Figura 6.80 - Momentos fletores na direção YY, na face inferior da Laje LM1.1.

Uma vez que os valores dos momentos fletores têm amplitudes consideráveis, optou-se pelo dimensionamento de uma armadura composta por uma malha geral, com reforços nas zonas onde o momento resistente dessa armadura geral não for suficiente para resistir à solicitação. A escolha da solução para a malha geral foi feita de acordo com os esforços atuantes e de forma a que apenas fosse necessário reforçar pontualmente a laje. O dimensionamento da referida armadura encontra-se na Figura 6.81.

Superior		Superior		Inferior		Inferior	
MX		MY		MX		MY	
Msd = 65,00	kN.m/m	Msd = 65,00	kN.m/m	Msd = 65,00	kN.m/m	Msd = 51,38	kN.m/m
b = 1,00	m	b = 1,00	m	b = 1,00	m	b = 1,00	m
h = 0,25	m	h = 0,25	m	h = 0,25	m	h = 0,25	m
d = 0,21	m	d = 0,21	m	d = 0,21	m	d = 0,21	m
Aço	A500	Aço	A500	Aço	A500	Aço	A500
Betão	c30/37	Betão	c30/37	Betão	c30/37	Betão	c30/37
f <sub>yk</sub> = 500	MPa	f <sub>yk</sub> = 500	MPa	f <sub>yk</sub> = 500	MPa	f <sub>yk</sub> = 500	MPa
f <sub>syd</sub> = 435	MPa	f <sub>syd</sub> = 435	MPa	f <sub>syd</sub> = 435	MPa	f <sub>syd</sub> = 435	MPa
f <sub>cd</sub> = 20,00	MPa	f <sub>cd</sub> = 20,00	MPa	f <sub>cd</sub> = 20,00	MPa	f <sub>cd</sub> = 20,00	MPa
f <sub>ctm</sub> = 2,9	MPa	f <sub>ctm</sub> = 2,9	MPa	f <sub>ctm</sub> = 2,9	MPa	f <sub>ctm</sub> = 2,9	MPa
$\mu = 0,074$		$\mu = 0,074$		$\mu = 0,074$		$\mu = 0,058$	
$\omega = 0,078$		$\omega = 0,078$		$\omega = 0,078$		$\omega = 0,061$	
As = 7,51	cm <sup>2</sup> /m	As = 7,51	cm <sup>2</sup> /m	As = 7,51	cm <sup>2</sup> /m	As = 5,92	cm <sup>2</sup> /m
Solução: $\Phi 12$ af. 0,150		Solução: $\Phi 12$ af. 0,150		Solução: $\Phi 12$ af. 0,150		Solução: $\Phi 12$ af. 0,15	
7,54 cm <sup>2</sup> /m		7,54 cm <sup>2</sup> /m		7,54 cm <sup>2</sup> /m		7,54 cm <sup>2</sup> /m	
OK		OK		OK		OK	
As <sub>min</sub> = 3,17	cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> = 3,17	cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> = 3,17	cm <sup>2</sup> /m	As <sub>min</sub> = 3,17	cm <sup>2</sup> /m
>0,0013b.d	2,73	>0,0013b.d	2,73	>0,0013b.d	2,73	>0,0013b.d	2,73
As <sub>max</sub> = 100,00	cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> = 100,00	cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> = 100,00	cm <sup>2</sup> /m	As <sub>max</sub> = 100,00	cm <sup>2</sup> /m
S <sub>max,slabs</sub>	0,20 m	S <sub>max,slabs</sub>	0,20 m	S <sub>max,slabs</sub>	0,20 m	S <sub>max,slabs</sub>	0,20 m
	0,75 m		0,75 m		0,75 m		0,75 m
	0,40 m		0,40 m		0,40 m		0,40 m

a) Armadura geral da face superior da Laje LM1.1.    b) Armadura geral da face inferior da Laje LM1.1.

Figura 6.81 – Dimensionamento da armadura geral da laje LM1.1.

Como se pode verificar através da Figura 6.81, adotou-se uma armadura geral quadrada de  $\Phi 12//0,15\text{m}$  para ambas as faces da laje. Esta solução tem uma capacidade resistente de:  $M_{Rd} = 65,3 \text{ kN.m}$  sendo, desta forma, necessário dimensionar uma solução de reforço nas zonas com momentos atuantes superiores. Essas zonas encontram-se nas Figura 6.82 ate à Figura 6.84, onde se apresentam os diagramas de momentos superiores a 65kN.m.

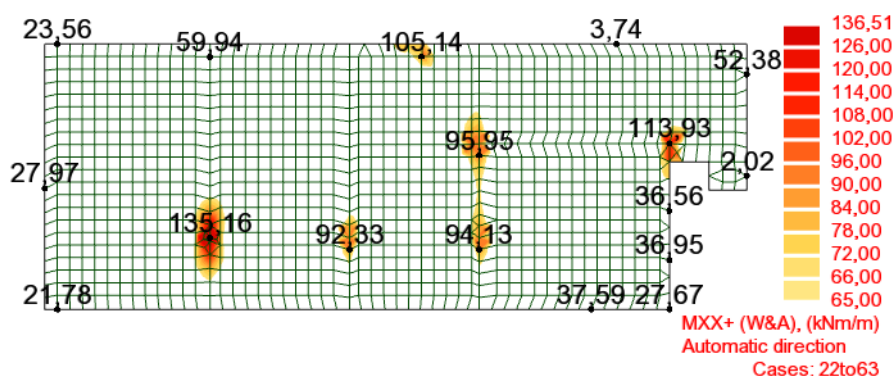


Figura 6.82 – Zonas da face superior onde é necessária armadura de reforço na direção XX.

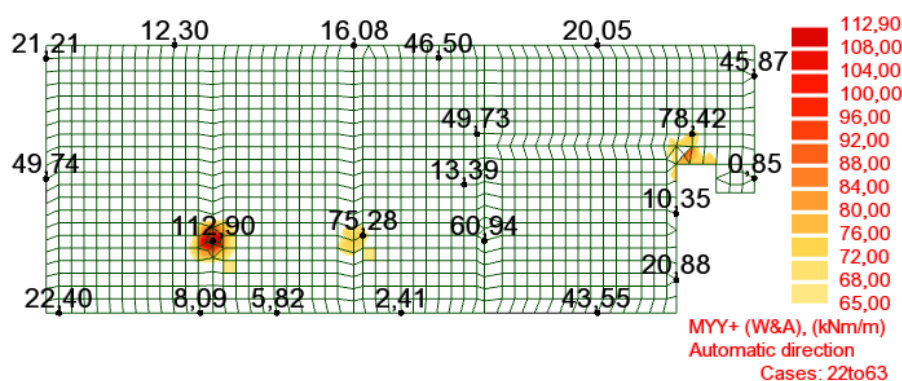


Figura 6.83 - Zonas da face superior onde é necessária armadura de reforço na direção YY.



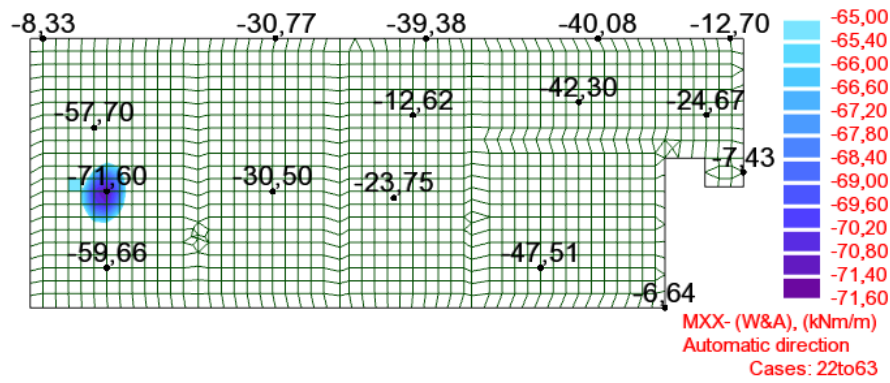
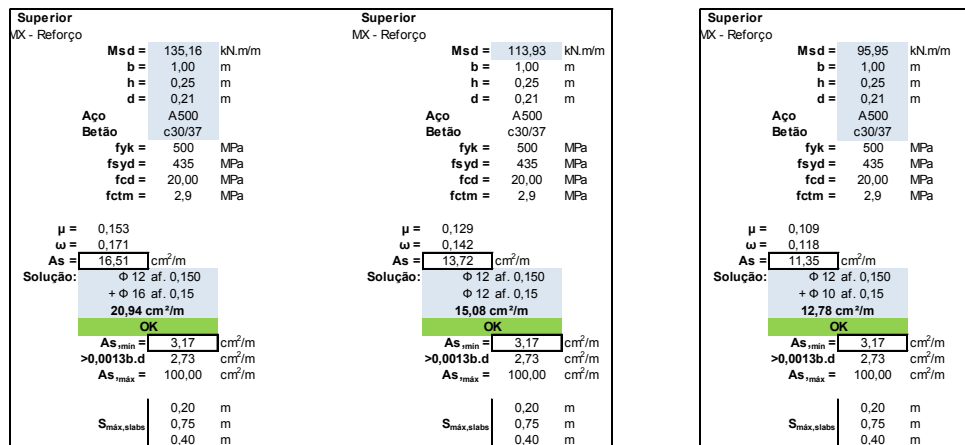


Figura 6.84 - Zonas da face inferior onde é necessária armadura de reforço na direção XX.

De forma a facilitar o aspeto construtivo, optou-se apenas por dimensionar as soluções de reforço com espaçamento igual ou o dobro da armadura geral. Na Figura 6.85 encontra-se apresentado o dimensionamento dos reforços da face superior da laje, na direção XX.



a) Armadura de reforço da face superior na zona das paredes PR1 e PR6 e do Pilar P24.

b) Armadura de reforço da face superior na zona dos pilares P30, P33 e P34.

Figura 6.85 – Dimensionamento da armadura de reforço na direção XX, na face superior da laje LM1.1.

O reforço das restantes direções e face inferior foi realizado de forma análoga, sendo que estas soluções de reforço possuem os seguintes momentos flettores resistentes.

$$\begin{cases} \emptyset 10//0,15 \rightarrow M_{Rd} = 106,76 kN.m \\ \emptyset 12//0,15 \rightarrow M_{Rd} = 124,29 kN.m \\ \emptyset 16//0,15 \rightarrow M_{Rd} = 166,20 kN.m \end{cases}$$

A solução de armadura de flexão adotada para a Laje LM1.1 foi a descrita seguidamente.

$$\begin{aligned}
 As^+ & \begin{cases} Dir XX \begin{cases} Geral \rightarrow \phi 12//0,15m (7,54cm^2/m) \\ Reforço \rightarrow \begin{cases} \phi 10//0,15m (12,78cm^2/m) \\ \phi 12//0,15m (15,08cm^2/m) \\ \phi 16//0,15m (20,94cm^2/m) \end{cases} \end{cases} \\ Dir YY \begin{cases} Geral \rightarrow \phi 12//0,15m (7,54cm^2/m) \\ Reforço \rightarrow \begin{cases} \phi 10//0,15m (12,78cm^2/m) \\ \phi 12//0,15m (15,08cm^2/m) \end{cases} \end{cases} \end{cases} \\
 As^- & \begin{cases} Dir XX \begin{cases} Geral \rightarrow \phi 12//0,15m (7,54cm^2/m) \\ Reforço \rightarrow \phi 10//0,15m (12,78cm^2/m) \end{cases} \\ Dir YY \rightarrow Geral \rightarrow \phi 12//0,15m (7,54cm^2/m) \end{cases}
 \end{aligned}$$

As plantas de armaduras da Laje LM1.1 encontram-se nas respetivas peças desenhadas no Anexo I.

## ii. Resistência ao esforço transverso:

A análise ao esforço transverso da laje foi feita de acordo com o ponto 6.2 do EC2, sendo que este impõe que apenas necessitam de armadura de corte elementos onde o esforço atuante ( $V_{Ed}$ ) seja superior a  $V_{Rd,c}$  calculado através da equação 6.3.

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad (6.3)$$

Na Figura 6.86 encontra-se o diagrama de esforços transversos atuantes na Laje LM1.1, bem como o cálculo do esforço transverso resistente da secção de betão ( $V_{Rd,c}$ ).

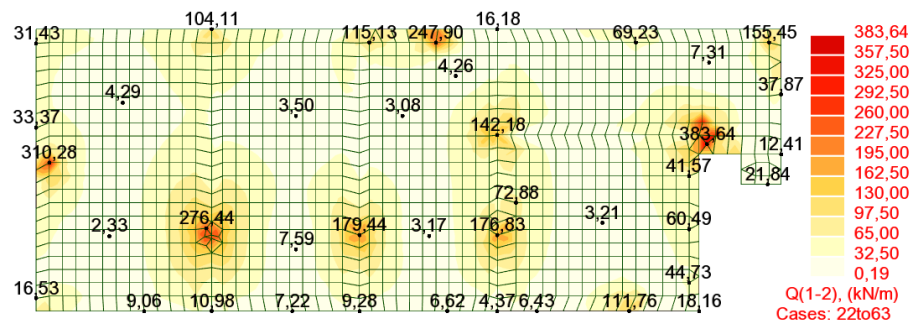


Figura 6.86 – Esforços transversos na laje LM1.1.

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{aligned} & \left( \frac{0,18}{1,5} \times \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{208}} \right) \times \left( 100 \times \left( \frac{15,08 \times 10^{-4}}{1 \times 0,208} \right) \times 30 \right)^{\frac{1}{3}} \times 208 \times 1 = 137,99kN/m \right. \\ & \left. 0,035 \times \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{208}} \right)^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} \times 208 = 111,14kN/m \right. \end{aligned} \right.$$

Uma vez que os esforços de corte na laje, em algumas zonas, são superiores ao valor de  $V_{Rd,c}$ , será necessário dimensionar uma solução de armadura de esforço transverso para essas zonas. Na Figura 6.87 apresentam-se as zonas onde o esforço de corte é superior a  $V_{Rd,c}$ .

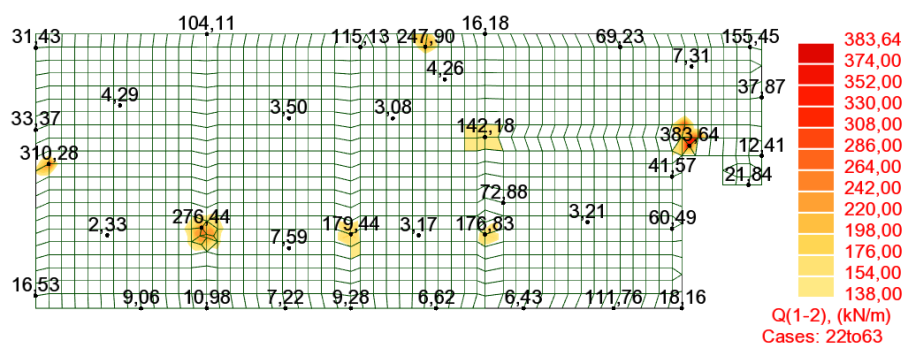


Figura 6.87 – Zonas com esforço transversal atuante superior ao resistente.

Como seria expectável, as zonas que necessitam de armadura de esforço transverso são aquelas onde existem pilares e paredes. Na Figura 6.88 apresenta-se o cálculo da solução de armadura a adotar.

Armadura de Córte

EC2

V<sub>Ed</sub> = 383,64 kN

b = 1,00 m

h = 0,25 m

d = 0,208 m

Asl = 15,16 cm²

k = 1,981

ρ<sub>l</sub> = 0,00729

≤ 2,0

≤ 0,02

f<sub>ck</sub> = 30,0 MPa

f<sub>yk</sub> = 500,0 MPa

θ = 30,0 °

α = 90,0

f<sub>cd</sub> = 20,0 MPa

f<sub>syd</sub> = 435,0 MPa

Esforço transversal resistente da secção de betão

V<sub>Rd,c</sub> = 138,24 KN

V<sub>Rd,c,min</sub> = 111,14 KN

V<sub>Ed</sub> ≤ 0,5 · b<sub>w</sub> · d · v · f<sub>cd</sub> = 1098,24 KN

Necessária armadura de esforço transversal

Armadura de esforço transversal necessária

A<sub>sw</sub>/s = 27,20 cm²/m

s = 15,0 cm

A<sub>sw</sub> = 4,08 cm²/linha

A<sub>vario</sub> = 0,5 cm²

Nº de ramos = 8,16 /linha

ρ<sub>w,min</sub> = 0,0008764

A<sub>sw</sub>/s<sub>min</sub> = 8,76 cm²/m

α<sub>cw</sub> = 1

V<sub>Rd,max</sub> = 855,99 kN

V<sub>Ed</sub> verifica o máximo

Solução de armadura adoptada

nº de linhas de estribos = 6,67

nº de ramos = 10

Total de ramos = 67

Φestribo = 8 mm

Secção = 0,5 cm²

Área total = 33,33 cm²/m²

OK

Armadura de Córte

EC2

V<sub>Ed</sub> = 247,9 kN

b = 1,00 m

h = 0,25 m

d = 0,208 m

Asl = 15,16 cm²

k = 1,981

ρ<sub>l</sub> = 0,00729

≤ 2,0

≤ 0,02

f<sub>ck</sub> = 30,0 MPa

f<sub>yk</sub> = 500,0 MPa

θ = 30,0 °

α = 90,0

f<sub>cd</sub> = 20,0 MPa

f<sub>syd</sub> = 435,0 MPa

Esforço transversal resistente da secção de betão

V<sub>Rd,c</sub> = 138,24 KN

V<sub>Rd,c,min</sub> = 111,14 KN

V<sub>Ed</sub> ≤ 0,5 · b<sub>w</sub> · d · v · f<sub>cd</sub> = 1098,24 KN

Necessária armadura de esforço transversal

Armadura de esforço transversal necessária

A<sub>sw</sub>/s = 17,58 cm²/m

s = 15,0 cm

A<sub>sw</sub> = 2,64 cm²/linha

A<sub>vario</sub> = 0,5 cm²

Nº de ramos = 5,27 /linha

ρ<sub>w,min</sub> = 0,0008764

A<sub>sw</sub>/s<sub>min</sub> = 8,76 cm²/m

α<sub>cw</sub> = 1

V<sub>Rd,max</sub> = 855,99 kN

V<sub>Ed</sub> verifica o máximo

Solução de armadura adoptada

nº de linhas de estribos = 6,66667

nº de ramos = 6

Total de ramos = 40

Φestribo = 8 mm

Secção = 0,5 cm²

Área total = 20,00 cm²/m²

OK

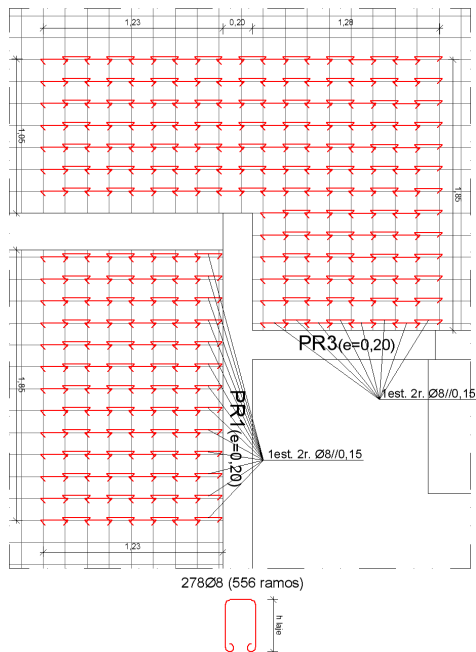
a) Armadura de corte na zona da parede PR3

Figura 6.88 - Dimensionamento da armadura de corte da Laje LM1.1.

Pela análise da Figura 6.88, na zona da parede PR3 serão necessárias 7 linhas de estribos, com 5 estribos (2 ramos) cada, num total de 35 estribos por  $m^2$ , enquanto que na zona da parede PR6 serão necessários 21 estribos por  $m^2$ . O dimensionamento da armadura de esforço transversal nas restantes zonas foi feito de forma análoga.

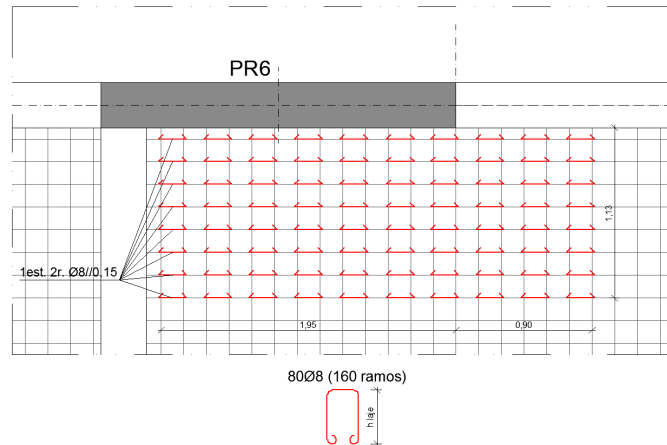
Na Figura 6.89 representam-se os pormenores das armaduras de corte dimensionadas anteriormente, sendo que as restantes se encontram nas respetivas peças desenhadas no Anexo I.

Pormenor 7 - Armadura de Corte



a) Armadura de corte na zona da parede PR3

Pormenor 6 - Armadura de Corte



b) Armadura de corte na zona da parede PR6

Figura 6.89 – Pormenor da armadura de esforço transverso.

### 6.7.6.2 Verificação de segurança E.L.S.

#### i. Controlo da deformação:

A deformação da laje foi limitada a  $l/250$  para a combinação de ações quase-permanente. Tendo o vão mais condicionante um comprimento de 5,29m chega-se ao valor limite da flecha máxima a tempo infinito de:

$$\frac{l}{250} = \frac{5,29}{250} = 0,0212m \rightarrow 21,2mm$$

Na Figura 6.90 apresenta-se a deformação da laje de piso do corpo técnico para as condições de serviço.

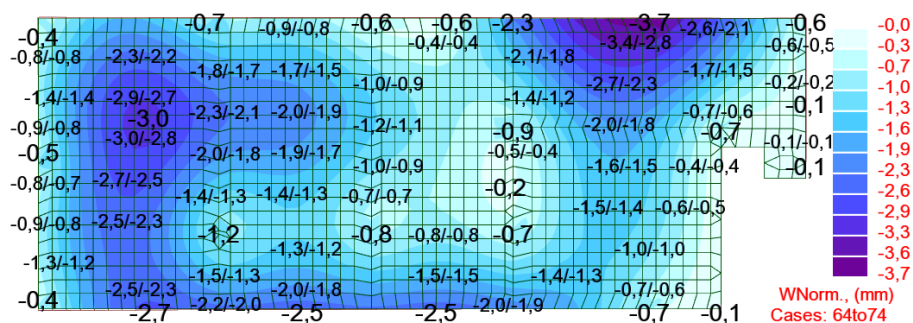


Figura 6.90 – Deformação elástica da Laje LM1.1, em mm.

Como se pode verificar pela Figura 6.9 o valor da flecha elástica da laje é de 3,7mm, no entanto essa deformação é devida à viga alta presente nessa zona, não sendo uma deformação real da laje, situação demonstrada na Figura 6.91.

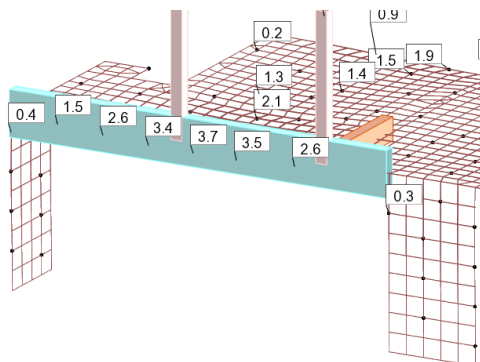


Figura 6.91 – Deformação da viga alta do piso técnico.

Assim verifica-se que a maior flecha se encontra na zona à esquerda da laje. A verificação do limite da flecha máxima é dada então por:

$$\delta_{v,elástica} = 3,0 - 1,2 = 1,8mm$$

$$\delta_{v,tempo\ infinito} = 1,8 \times 3,0 = 5,4mm$$

$$5,4mm < \delta_{máx}=21,2mm \text{ OK!!}$$

## ii. Fendilhação:

De acordo com o EC2 foi imposto um limite para a largura de fendas ( $W_k$ ) de 0,30mm, sendo a verificação deste limite feita para os pontos críticos da laje com diferentes quantidades de armadura. Este cálculo encontra-se na Figura 6.92 e foi realizado com recurso a uma folha de cálculo em Excel.

h=	25	cm
d=	21	cm
f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa
E <sub>cm</sub> =	33	GPa

Aço	A500
Betão	c30/37

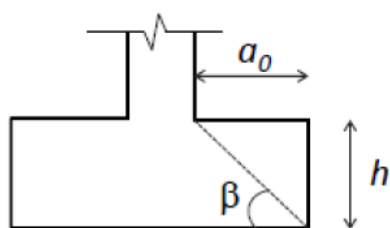
Solução Armadura		M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	ρ	ξ	C <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>sr</sub>	0,6σ <sub>s</sub> /E <sub>s</sub>	expressão 7.9 EC2	ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub>	h <sub>c,ef</sub>	Ac,eff	ρ <sub>r</sub>	s <sub>rm</sub>	w <sub>k</sub> (EC2)			
		kN/m/m	cm <sup>2</sup> /m	(%)			(MPa)	(MPa)				(cm)	(cm <sup>2</sup> )		(mm)	(mm)			
⊕	12 // 0,15 + ⊕	30,09	7,54	0,359	0,234	302,28	206,3	207,1	Não Fendilhada										
⊕	12 // 0,15 + ⊕ 10 //	0,15 48,36	12,77	0,608	0,293	182,27	199,9	124,9	0,000600	0,000679	0,000679	10	6,3	12,5	628	0,02033	236,34	0,16	<0,30
⊕	12 // 0,15 + ⊕ 12 //	0,15 56,89	15,07	0,718	0,314	155,61	200,7	106,6	0,000602	0,000732	0,000732	10	6,1	12,5	614	0,02456	219,06	0,16	<0,30
⊕	12 // 0,15 + ⊕ 16 //	0,15 67,75	20,93	0,997	0,358	113,90	175,0	78,0	0,000525	0,000678	0,000678	10	5,8	12,5	583	0,03591	192,80	0,13	<0,30
⊕	12 // 0,15 + ⊕ 10 //	0,15 41,54	12,77	0,608	0,293	182,27	171,7	124,9	0,000515	0,000538	0,000538	10	6,3	12,5	628	0,02033	236,34	0,13	<0,30
⊕	12 // 0,15 + ⊕ 12 //	0,15 57,48	15,07	0,718	0,314	155,61	202,8	106,6	0,000608	0,000743	0,000743	10	6,1	12,5	614	0,02456	219,06	0,16	<0,30
⊕	12 // 0,15 + ⊕	28,31	7,54	0,359	0,234	302,28	194,0	207,1	Não Fendilhada										
⊕	12 // 0,15 + ⊕ 10 //	0,15 35,00	12,77	0,608	0,293	182,27	144,7	124,9	0,000434	0,000403	0,000434	10	6,3	12,5	628	0,02033	236,34	0,10	<0,30

Figura 6.92 - Verificação de segurança da Viga 2.1 à fendilhação.

Fica assim verificada a segurança da laje em relação ao limite de abertura de fendas imposto pelo EC2. Os pormenores da Laje LM1.1 podem ser consultados no Anexo I.

### 6.7.7 Sapatas

O dimensionamento das sapatas de fundação foi realizado de acordo com o estipulado pelo EC2, verificando a sua segurança para os estados limite últimos. Geralmente solicitadas axialmente através dos pilares e por momentos fletores, as sapatas dependem muito da capacidade resistente do solo de fundação, ao ponto de poder ser inviável a sua utilização. As sapatas podem ser classificadas como rígidas ou flexíveis, consoante a sua dimensão, de acordo com as seguintes condições:



#### Condição de Sapata Rígida

$$H \geq \frac{a_0}{2}$$

#### Condição de Sapata Flexível

$$a_0 > 2H$$

Figura 6.93 – Condição de sapata rígida e flexível. [23]

No dimensionamento estrutural e em regra geral, adota-se o comportamento de sapata rígida de forma a ter uma distribuição de tensões no solo mais uniforme, sendo mais fácil a reprodução desse comportamento tornando o processo de dimensionamento mais simples.

A verificação de segurança foi feita de acordo com os esforços atuantes, de flexão e corte, recorrendo à formulação estipulada pelo EC2 no ponto 6.4. Estes elementos são, em muitos casos, condicionados pela verificação ao corte e ao punçoamento. Desta forma, nestes elementos é fundamental realizar as seguintes verificações de segurança:

- Verificação aos momentos fletores (ver capítulo 4.3.1.1);
- Verificação ao corte (ver capítulo 4.3.1.2);
- Verificação ao punçoamento (ver capítulo 4.3.1.4);
- Verificação a nível geotécnico;
- Cálculo da percentagem de sapata ativa.

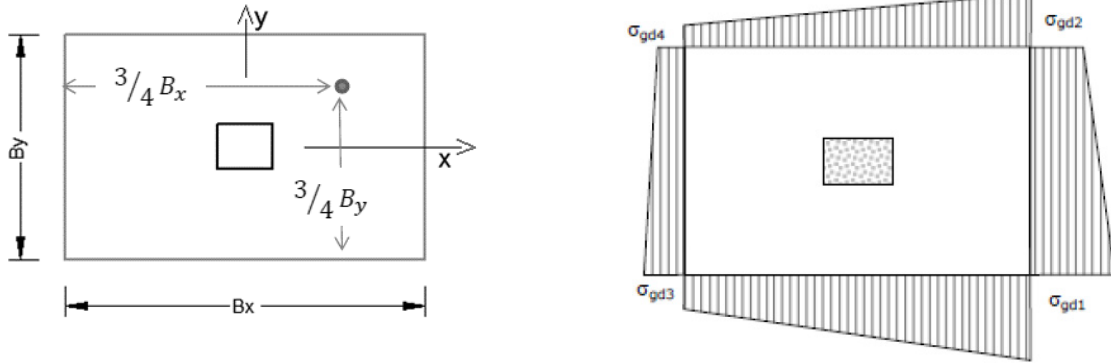
De seguida será feita uma descrição da metodologia de verificação de segurança de sapatas a nível geotécnico, bem como uma abordagem ao conceito e cálculo de percentagem de sapata ativa.

#### 6.7.7.1 Verificação a nível geotécnico

A nível geotécnico é necessário garantir que a tensão de referência da sapata ( $\sigma_{Ref}$ ) é inferior à tensão máxima admissível do solo ( $\sigma_{adm}$ ).

$$\sigma_{Ref} \leq \sigma_{adm} \quad (6.4)$$

A tensão de referência está diretamente relacionada com as tensões atuantes nos 4 cantos das sapatas, que estima o nível de tensões a  $\frac{3}{4}$  de cada lado da sapata, evitando assim verificações para os esforços máximos, conforme a Figura 6.94.



a) Tensão de referência  $\sigma_{3/4}$  [24]

b) Tensões atuantes na sapata [3]

Figura 6.94 – Esquema de tensões em sapatas sujeitas a flexão desviada.

Para determinar as tensões atuantes em cada canto da sapata é necessário verificar primeiramente, se a resultante das ações está situada dentro ou fora do núcleo central da sapata, de acordo com as seguintes expressões.

$$\frac{e_x}{B_x} + \frac{e_y}{B_y} \leq \frac{1}{6} \rightarrow \text{Resultante dentro do núcleo central} \quad (6.5)$$

$$e_y = \frac{M_{sd,y}}{N_{sd}} ; e_x = \frac{M_{sd,x}}{N_{sd}} \quad (6.6)$$

Confirmando-se que a resultante das ações se encontra dentro do núcleo central, ou seja, toda a sapata está comprimida, a determinação das tensões atuantes é realizada com recurso à seguinte expressão:

$$\sigma_i = \frac{N_{sd}}{B_x \times B_y} \times \left( 1 \pm \frac{6e_x}{B_x} \pm \frac{6e_y}{B_y} \right), \text{ com } i = 1 \text{ a } 4 \quad (6.7)$$

Desta forma, o cálculo da tensão de referência  $\sigma_{3/4}$  é dado por:

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_4}{4} \quad (6.8)$$

Caso a resultante das ações se encontre fora do núcleo central, o que significa que existem trações na base da sapata provocando o levantamento dessas zonas tracionadas, os valores das tensões atuantes na sapata podem ser obtidos por intermédio dos ábacos de Montoya (Figura 6.95), método descrito de seguida.

### 6.7.7.2 Cálculo da percentagem de sapata ativa

O conceito de percentagem de sapata ativa está relacionado com a existência, ou não, de trações na base da sapata, sendo que uma sapata 100% ativa significa que a mesma está totalmente apoiada no terreno, sujeita apenas a tensões de compressão. Uma percentagem de sapata ativa demonstra que existe uma descompressão do solo ao nível da base da sapata. Esta situação é, em regra geral, evitada sendo que os níveis de percentagem de sapata ativa considerados aceitáveis varia consoante o projetista.

Este método de cálculo, denominado método de Montoya, consiste na determinação das tensões nos 4 cantos da sapata com recurso aos ábacos de Montoya, conforme apresentado na Figura 6.95.

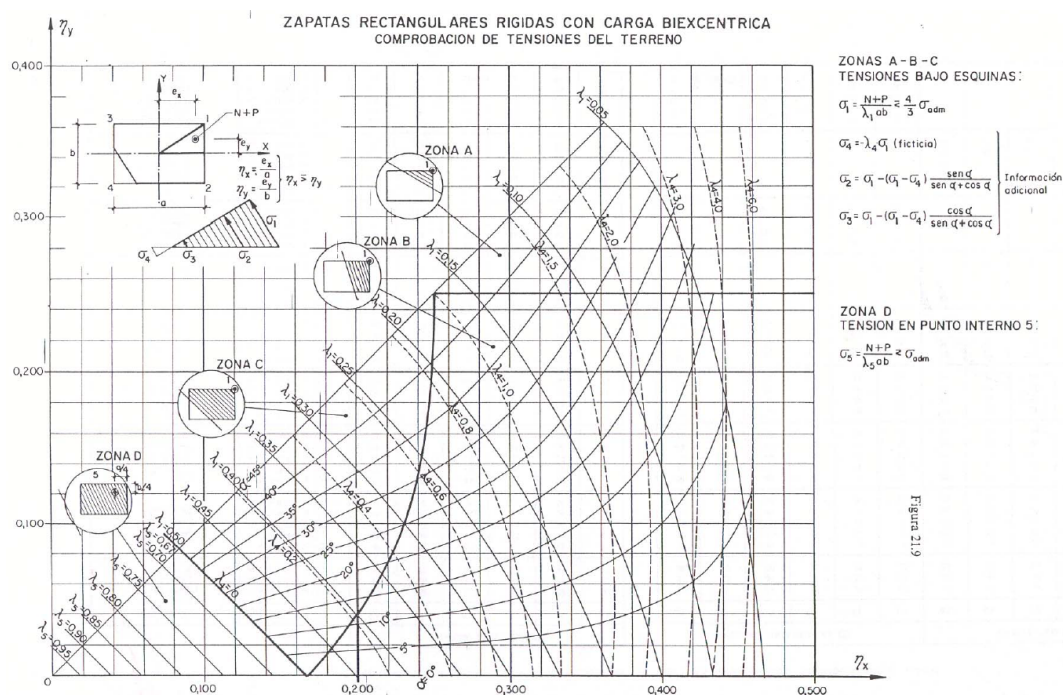


Figura 6.95 – Ábaco para determinação das tensões máximas em sapatas retangulares rígidas com dupla excentricidade.[23]

A percentagem de sapata ativa é posteriormente calculada de acordo com a expressão seguinte:

$$\%_{\text{sapata}} = \frac{\frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_4|} \times B_z + \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_3|} \times B_z}{2} \times \frac{B_x}{B_x \times B_z} \times 100 \quad (6.9)$$

Seguidamente serão apresentadas as verificações de segurança realizadas para as sapatas do edifício, com recurso a folhas de cálculo em Excel. De acordo com o estudo geológico e geotécnico realizado, a tensão de segurança no solo de fundação foi de 266kPa, tendo este um peso volúmico de 20 kN/m<sup>3</sup>, e um ângulo de atrito ( $\phi$ ) de 30°. Uma vez que no dimensionamento das sapatas foram utilizados esforços atuantes considerando os efeitos de 2ª ordem e já majorados, a tensão admissível também foi ela majorada por 1,5.



Na Figura 6.96 apresenta-se a envolvente de esforços atuantes na sapata SP40, para estados limite últimos.

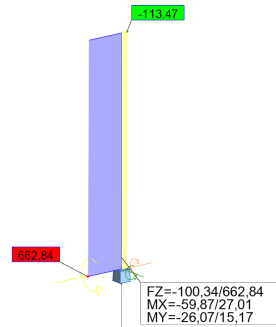


Figura 6.96 – Esforços atuantes na Sapata SP40.

Na Figura 6.97 até à Figura 6.100 apresenta-se o processo de cálculo através de folha de Excel, da sapata SP40, tendo em consideração os efeitos de 2ª ordem no pilar.

Dimensionamento de fundações directas									
Elemento: P40									
<b>Aço</b> A500		<b>Betão</b> C25/30		<b>Sapata</b>		<b>Pilar</b>		<b>Aterro</b>	
$f_{yk} = 500$ MPa		$f_{ck} = 25$ MPa		$Bx = 2,30$ m		$bx = 0,35$ m		$h_{req,x} = 0,51$ m	
$f_{yk} = 435$ MPa		$f_{ctm} = 2,6$ MPa		$By = 2,30$ m		$by = 0,35$ m		$h_{req,y} = 0,51$ m	
$E_s = 200$ GPa		$E_{cm} = 31$ GPa		$V = 2,9$ m³		$\gamma_s = 20,0$ kN/m³		$\gamma_{Gf} = 1,35$	
Arm. X = $\Phi 16$ // 0,20	10,05 cm²/m	$\gamma_b = 25$ kN/m³		$\sigma_{Rd} = 400$ kPa					
Arm. Y = $\Phi 16$ // 0,20	10,05 cm²/m								
N<0 para força axial descendente									

Figura 6.97 – Dados introduzidos para o dimensionamento da sapata SP40.

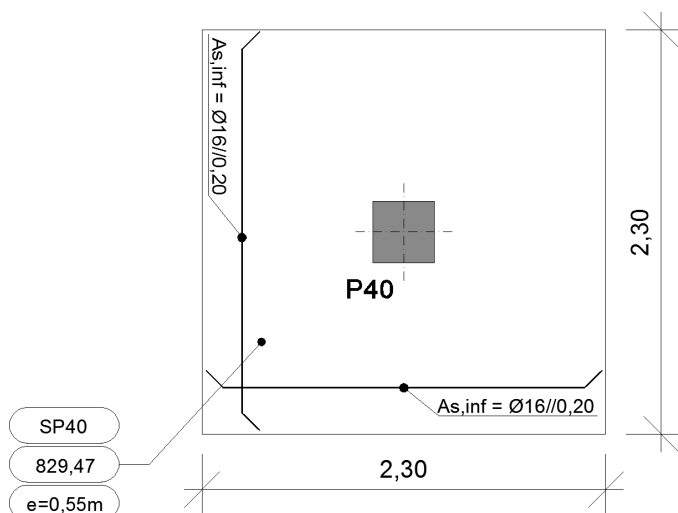
Dados			Esforços na base do pilar								Esforços na base da sapata								Resultados - Tensões					Sapata totalmente apoiada				
No.	Ação	Caso	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Edx</sub> (kN.m)	M <sub>Edy</sub> (kN.m)	N <sub>sapata</sub> (kN)	N <sub>terras</sub> (kN)	N <sub>Ed total</sub> (kN)	M <sub>Edx</sub> (kN.m)	M <sub>Edy</sub> (kN.m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)	e <sub>x</sub> /B <sub>x</sub> +e <sub>y</sub> /B <sub>y</sub>	1/6	σ <sub>1</sub> (kPa)	σ <sub>2</sub> (kPa)	σ <sub>3</sub> (kPa)	σ <sub>4</sub> (kPa)	σ <sub>ref</sub> (kPa)	σ <sub>ref</sub> /σ <sub>ref</sub> (-)								
1	Estática	22 (C)	-493,39	69,23	111,85	98,2	73,9	665,5	69,2	111,8	0,104	0,168	0,118	0,167	215,1	104,8	146,8	36,5	170,5	2,35								
2	Estática	23 (C)	-300,59	52,30	70,00	98,2	73,9	472,7	52,3	70,0	0,111	0,148	0,112	0,167	149,7	80,6	98,1	29,1	119,5	3,35								
3	Estática	24 (C)	-309,60	53,63	74,47	98,2	73,9	481,7	53,6	74,5	0,111	0,155	0,116	0,167	154,2	80,8	101,3	27,9	122,7	3,26								
4	Estática	25 (C)	-480,29	77,50	113,81	98,2	73,9	652,4	77,5	113,8	0,119	0,174	0,127	0,167	217,7	105,4	141,2	29,0	170,5	2,35								
5	Estática	26 (C)	-300,52	48,31	70,43	98,2	73,9	472,7	48,3	70,4	0,102	0,149	0,109	0,167	147,9	78,4	100,3	30,8	118,6	3,37								
6	Estática	27 (C)	-309,53	49,50	74,90	98,2	73,9	481,7	49,5	74,9	0,103	0,155	0,112	0,167	152,4	78,5	103,6	29,7	121,7	3,29								
7	Estática	28 (C)	-480,22	73,39	114,25	98,2	73,9	652,4	73,4	114,3	0,113	0,175	0,125	0,167	215,9	103,2	143,5	30,8	169,6	2,36								
8	Estática	29 (C)	-303,48	42,69	58,51	98,2	73,9	475,6	42,7	58,5	0,090	0,123	0,093	0,167	139,8	82,1	97,7	40,0	114,9	3,48								
9	Estática	30 (C)	-312,49	43,88	62,98	98,2	73,9	484,6	43,9	63,0	0,091	0,130	0,096	0,167	144,3	82,2	101,0	38,9	118,0	3,39								
10	Estática	31 (C)	-483,18	67,78	102,34	98,2	73,9	655,3	67,8	102,3	0,103	0,156	0,113	0,167	207,8	106,8	140,9	40,0	165,8	2,41								
11	Estática	32 (C)	-301,68	42,38	66,56	98,2	73,9	473,8	42,4	66,6	0,089	0,140	0,100	0,167	143,3	77,6	101,5	35,8	116,4	3,44								
12	Estática	33 (C)	-310,68	43,57	71,03	98,2	73,9	482,8	43,6	71,0	0,090	0,147	0,103	0,167	147,8	77,7	104,8	34,8	119,5	3,35								
13	Estática	34 (C)	-481,37	67,46	110,38	98,2	73,9	653,5	67,5	110,4	0,103	0,169	0,118	0,167	211,2	102,4	144,7	35,8	167,4	2,39								
14	Estática	35 (C)	-661,87	95,93	152,31	98,2	73,9	834,0	95,9	152,3	0,115	0,183	0,129	0,167	280,1	129,9	185,5	35,2	218,9	1,83								
15	Estática	36 (C)	-661,84	94,81	152,46	98,2	73,9	834,0	94,8	152,5	0,114	0,183	0,129	0,167	279,6	129,2	186,1	35,7	218,6	1,83								
16	Estática	37 (C)	-662,83	92,93	148,49	98,2	73,9	835,0	92,9	148,5	0,111	0,178	0,126	0,167	276,9	130,4	185,2	38,8	217,4	1,84								
17	Estática	38 (C)	-662,23	92,84	151,18	98,2	73,9	834,4	92,8	151,2	0,111	0,181	0,127	0,167	278,1	129,0	186,5	37,4	217,9	1,84								
18	Estática	39 (C)	100,15	26,05	2,66	98,2	73,9	72,0	26,1	2,7	0,362	0,037	0,173	0,167	27,8	25,1	2,1	-0,5	21,0	19,08								
19	Estática	40 (C)	100,33	15,17	3,78	98,2	73,9	71,8	15,2	3,8	0,211	0,053	0,115	0,167	22,9	19,2	8,0	4,2	18,2	21,92								
20	Estática	41 (C)	92,93	0,08	27,06	98,2	73,9	79,2	0,1	27,1	0,001	0,342	0,149	0,167	28,4	1,7	28,3	1,6	21,7	18,46								
21	Estática	42 (C)	97,44	0,06	6,30	98,2	73,9	74,7	0,1	6,3	0,001	0,084	0,037	0,167	17,3	11,0	17,2	11,0	15,7	25,49								
22	Estática	43 (C)	100,16	26,07	2,80	98,2	73,9	72,0	26,1	2,8	0,362	0,039	0,174	0,167	27,8	25,1	2,1	-0,6	21,0	19,01								
23	Estática	44 (C)	100,33	15,15	3,92	98,2	73,9	71,8	15,2	3,9	0,211	0,055	0,115	0,167	23,0	19,1	8,0	4,2	18,3	21,89								
24	Estática	45 (C)	92,94	0,06	26,92	98,2	73,9	79,2	0,1	26,9	0,001	0,340	0,148	0,167	28,3	1,7	28,2	1,7	21,6	18,50								
25	Estática	46 (C)	97,44	0,08	6,16	98,2	73,9	74,7	0,1	6,2	0,001	0,082	0,036	0,167	17,2	11,1	17,1	11,0	15,7	25,54								
26	Estática	47 (C)	-174,51	24,54	38,73	98,2	73,9	346,7	24,5	38,7	0,071	0,112	0,079	0,167	96,7	58,5	72,5	34,3	81,1	4,93								
27	Sismo	48 (CQC)	-174,80	29,42	42,29	98,2	73,9	346,9	29,4	42,3	0,085	0,122	0,090	0,167	100,9	59,2	71,9	30,2	83,3	7,21								
28	Sismo	49 (CQC)	-174,29	29,27	35,86	98,2	73,9	346,4	29,3	35,9	0,084	0,104	0,082	0,167	97,6	62,2	68,7	33,4	81,5	7,36								
29	Sismo	50 (CQC)	-175,37	26,06	49,55	98,2	73,9	347,5	26,1	49,6	0,075	0,143	0,095	0,167	103,0	54,1	77,3	28,4	84,3	7,11								
30	Sismo	51 (CQC)	-173,66	25,57	28,12	98,2	73,9	345,8	25,6	28,1	0,074	0,081	0,068	0,167	91,8	64,1	66,6	38,9	78,6	7,63								
31	Sismo	52 (CQC)	-174,72	29,56	41,60	98,2	73,9	346,9	29,6	41,6	0,085	0,120	0,089	0,167	100,7	59,6	71,5	30,5	83,1	7,22								
32	Sismo	53 (CQC)	-174,21	29,57	35,18	98,2	73,9	346,4	29,6	35,2	0,085	0,102	0,081	0,167	97,4	62,7	68,2	33,5	81,4	7,37								
33	Sismo	54 (CQC)	-175,35	26,04	49,35	98,2	73,9	347,5	26,0	49,3	0,075	0,142	0,094	0,167	102,9	54,2	77,2	28,5	84,3	7,12								
34	Sismo	55 (CQC)	-173,64	26,05	27,92	98,2	73,9	345,8	26,0	27,9	0,075	0,081	0,068	0,167	92,0	64,4	66,3	38,8	78,7	7,63								
35	Sismo	56 (CQC)	-175,05	30,98	45,36	98,2	73,9	347,2	31,0	45,4	0,089	0,131	0,096	0,167	103,3	58,5	72,7	28,0	84,5	7,10								
36	Sismo	57 (CQC)	-174,10	30,73	33,32	98,2	73,9	346,2	30,7	33,3	0,089	0,096	0,080	0,167	97,0	64,2	66,7	33,9	81,2	7,38								
37	Sismo	58 (CQC)	-176,12	26,67	58,97	98,2	73,9	348,3	26,7	59,0	0,077	0,169	0,107	0,167	108,1	49,9	81,8	23,6	86,9	6,90								
38	Sismo	59 (CQC)	-172,94	25,87	29,54	98,2	73,9	345,1	25,9	29,5	0,075	0,086	0,070	0,167	92,6	63,4	67,0	37,9	78,9	7,60								
39	Sismo	60 (CQC)	-174,91	31,08	44,15	98,2	73,9	347,1	31,1	44,1	0,090	0,127	0,094	0,167	102,7	59,2	72,1	28,5	84,2	7,13								
40	Sismo	61 (CQC)	-173,96	31,05	32,11	98,2	73,9	346,1	31,1	32,1	0,090	0,093	0,079	0,167	96,6	64,9	65,9	34,3	81,0	7,41								
41	Sismo	62 (CQC)	-176,07	26,54	58,60	98,2	73,9	348,2	26,5	58,6	0,076	0,168	0,106	0,167	107,8	50,0	81,6	23,8	86,8	6,91								
42	Sismo	63 (CQC)	-172,90	26,45	29,89	98,2	73,9	345,0	26,4	29,9	0,077	0,087	0,071	0,167	93,0	63,5	66,9	37,4	79,1	7,58								

Figura 6.98 – Dimensionamento geotécnico da sapata SP40.

Dim. Arm. x		Dim. Arm. Y		Verif. ao Punçoamento			Verif. Vsd na dir.x			Verif. Vsd na dir.y		
$A_{s_{min}} (x)$	$A_{s_{req}} (x)$	$A_{s_{min}} (y)$	$A_{s_{req}} (y)$	$V_{Rd,max}$	$V_{Rd,C}$	$V_{Rd} / V_{Ed}$	$V_{Ed} (x)$	$V_{Rd,C} (x)$	$V_{Rd,C} / V_{Ed} x$	$V_{Ed} (y)$	$V_{Rd,C} (y)$	$V_{Rd,C} / V_{Ed} y$
6,65 cm <sup>2</sup> /m	5,45 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	5,62 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	9,5	188,2 kN	415,0 kN	2,21	169,7 kN	415,0 kN	2,45
6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,82 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,89 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	28,6	129,6 kN	415,0 kN	3,20	121,9 kN	415,0 kN	3,40
6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,93 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	4,01 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	26,0	133,4 kN	415,0 kN	3,11	124,4 kN	415,0 kN	3,34
6,65 cm <sup>2</sup> /m	5,51 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	5,66 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	9,8	186,3 kN	415,0 kN	2,23	170,6 kN	415,0 kN	2,43
6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,77 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,86 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	28,7	129,7 kN	415,0 kN	3,20	120,2 kN	415,0 kN	3,45
6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,88 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,98 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	26,1	133,6 kN	415,0 kN	3,11	122,6 kN	415,0 kN	3,39
6,65 cm <sup>2</sup> /m	5,46 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	5,62 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	9,9	186,4 kN	415,0 kN	2,23	168,8 kN	415,0 kN	2,46
6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,60 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,66 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	28,4	125,2 kN	415,0 kN	3,31	118,4 kN	415,0 kN	3,51
6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,70 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,78 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	25,9	129,0 kN	415,0 kN	3,22	120,8 kN	415,0 kN	3,44
6,65 cm <sup>2</sup> /m	5,28 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	5,42 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	9,9	181,9 kN	415,0 kN	2,28	167,0 kN	415,0 kN	2,49
6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,66 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,76 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	28,6	128,3 kN	415,0 kN	3,23	117,8 kN	415,0 kN	3,52
6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,77 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	3,88 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	26,1	132,1 kN	415,0 kN	3,14	120,2 kN	415,0 kN	3,45
6,65 cm <sup>2</sup> /m	5,35 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	5,52 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	9,9	185,0 kN	415,0 kN	2,24	166,4 kN	415,0 kN	2,49
6,65 cm <sup>2</sup> /m	7,07 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	7,29 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	5,9	241,1 kN	415,0 kN	1,72	216,7 kN	415,0 kN	1,92
6,65 cm <sup>2</sup> /m	7,05 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	7,28 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	5,9	241,1 kN	415,0 kN	1,72	216,2 kN	415,0 kN	1,92
6,65 cm <sup>2</sup> /m	6,99 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	7,22 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	5,9	239,6 kN	415,0 kN	1,73	215,6 kN	415,0 kN	1,93
6,65 cm <sup>2</sup> /m	7,02 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	7,25 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	5,9	240,6 kN	415,0 kN	1,72	215,4 kN	415,0 kN	1,93
6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,75 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,66 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	16,3 kN	415,0 kN	25,51	26,4 kN	415,0 kN	15,72
6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,61 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,57 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	16,7 kN	415,0 kN	24,82	21,6 kN	415,0 kN	19,17
6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,67 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,78 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	28,3 kN	415,0 kN	14,64	16,7 kN	415,0 kN	24,90
6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,45 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,47 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	18,4 kN	415,0 kN	22,54	15,7 kN	415,0 kN	26,41
6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,75 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,66 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	16,3 kN	415,0 kN	25,42	26,4 kN	415,0 kN	15,72
6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,61 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,57 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	16,8 kN	415,0 kN	24,74	21,6 kN	415,0 kN	19,18
6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,67 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,78 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	28,3 kN	415,0 kN	14,67	16,7 kN	415,0 kN	24,91
6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,45 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	0,47 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	18,4 kN	415,0 kN	22,61	15,7 kN	415,0 kN	26,39
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,50 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,55 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	89,6 kN	415,0 kN	4,63	83,4 kN	415,0 kN	4,97
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,60 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,65 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	91,2 kN	415,0 kN	4,55	85,6 kN	415,0 kN	4,85
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,53 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,56 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	88,3 kN	415,0 kN	4,70	85,4 kN	415,0 kN	4,86
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,62 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,72 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	94,4 kN	415,0 kN	4,39	84,3 kN	415,0 kN	4,93
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,41 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,42 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	84,8 kN	415,0 kN	4,89	83,7 kN	415,0 kN	4,96
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,59 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,64 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	90,8 kN	415,0 kN	4,57	85,6 kN	415,0 kN	4,85
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,53 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,55 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	88,0 kN	415,0 kN	4,72	85,5 kN	415,0 kN	4,85
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,62 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,72 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	94,3 kN	415,0 kN	4,40	84,2 kN	415,0 kN	4,93
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,41 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,42 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	84,7 kN	415,0 kN	4,90	83,9 kN	415,0 kN	4,95
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,65 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,71 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	92,5 kN	415,0 kN	4,48	86,3 kN	415,0 kN	4,81
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,53 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,54 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	87,1 kN	415,0 kN	4,76	86,0 kN	415,0 kN	4,82
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,73 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,86 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	98,7 kN	415,0 kN	4,21	84,7 kN	415,0 kN	4,90
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,42 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,43 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	85,3 kN	415,0 kN	4,87	83,7 kN	415,0 kN	4,96
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,64 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,69 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	92,0 kN	415,0 kN	4,51	86,3 kN	415,0 kN	4,81
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,52 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,52 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	86,6 kN	415,0 kN	4,79	86,1 kN	415,0 kN	4,82
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,72 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,85 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	98,5 kN	415,0 kN	4,21	84,6 kN	415,0 kN	4,90
6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,43 cm <sup>2</sup> /m	6,65 cm <sup>2</sup> /m	2,44 cm <sup>2</sup> /m	4500 kPa	489 kPa	OK	85,4 kN	415,0 kN	4,86	83,9 kN	415,0 kN	4,95

Figura 6.99 – Dimensionamento estrutural da sapata SP40.

Rádios de Dimensionamento		
% apoio	100%	OK
$h_{req}$	1,07	OK
Tensões	1,83	OK
Arm. X	1,42	OK
Arm. Min. x	1,51	OK
Arm. y	1,38	OK
Arm. Min. y	1,51	OK
Punçoamento	5,92	OK
Corte x	1,72	OK
Corte y	1,92	OK



a) Verificações de segurança

b) Esquema estrutural da sapata SP40

Figura 6.100 – Verificação de segurança e solução final da sapata SP40.

Fica assim assegurada a segurança estrutural da sapata em relação aos estados limite últimos de acordo com o estabelecido legalmente. Os pormenores da sapata SP40 encontram-se nas peças desenhadas do Anexo I.

## CAPÍTULO 7

### PROJETO – RESERVATÓRIO DE ÁGUA

#### 7.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo será apresentado outro projeto desenvolvido durante o período de estágio, nomeadamente o projeto de estabilidade de um reservatório para o abastecimento de água, localizado em Francelos, Vila Nova de Gaia. Ao longo do capítulo irão ser descritos aspetos como a solução estrutural, a quantificação das ações, a modelação estrutural e o dimensionamento de elementos estruturais em betão armado. Esta apresentação terá um carácter mais técnico e prático, com base na experiência adquirida e tarefas realizadas durante o período de estágio.

#### 7.2 MATERIAIS

As especificações relativas ao betão, mais concretamente as classes de resistência, composição e recobrimentos, encontram-se estabelecidas no EC2 e na Especificação LNEC E464-2007.

Os critérios de durabilidade foram estabelecidos para uma vida útil da estrutura de 50 anos. As classes de exposição consideradas foram definidas de acordo com a norma NP EN 206-1 de 2007. Na Figura 7.1 encontra-se apresentado o quadro de materiais com as especificações adotadas para os vários elementos estruturais.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de Inspeção 3 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Elemento	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Lajes de Fundação	C30/37	40	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Paredes	C30/37	40	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Pilares	C30/37	45	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Lajes Maciças	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	C16/20	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
AÇO							
Elemento		Classe			Norma		
Armadura Ordinária		A500NR			EN 10080		

Figura 7.1 - Quadro de materiais.

## 7.3 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

A solução estrutural prevista para o projeto abordado neste capítulo procura conciliar os aspetos funcionais com os aspetos estruturais, com especial atenção para a durabilidade e manutenção do reservatório.

O reservatório em questão terá uma geometria circular, conforme referido anteriormente no capítulo 2.3, com uma altura total de 6,74 metros. A estrutura concebida é composta por paredes e lajes maciças, em betão armado. No interior do reservatório estão previstos 4 pilares de secção circular com 25cm de diâmetro, constante em toda a sua altura.

As paredes do reservatório têm duas espessuras distintas, sendo que a parede divisória do reservatório tem 20cm, menos 5 do que todas as paredes exteriores. No que às lajes diz respeito, foram adotadas espessuras de 30 e 17cm, para a laje de fundação e cobertura, respetivamente. Esta última apoia nas paredes exteriores, divisória e nos 4 pilares localizados no interior do reservatório.

Nos aspetos gerais de conceção, procurou-se respeitar os princípios básicos que garantem um bom comportamento estrutural face a ações horizontais, mais concretamente à ação das terras e impulso da água.

### 7.3.1 Condições de fundação

Relativamente ao terreno de fundação sobre o qual será executado o edifício, foi elaborado um Estudo Geológico e Geotécnico para aferir as suas características. De acordo com o mesmo, não deverão ocorrer dificuldades construtivas motivadas pela presença de água subterrânea, cuja ocorrência ronda os 8

metros de profundidade. Desta forma não haverá necessidade de considerar o nível freático, e consequentemente a pressão hidrostática na laje de fundação, no dimensionamento estrutural uma vez que a fundação do reservatório é feita a uma profundidade de cerca de 5 metros.

Relativamente ao solo de fundação apresenta uma composição indicada para a realização de fundações diretas, através de lajes de fundo. No dimensionamento estrutural das fundações foi considerada uma tensão de segurança no solo de fundação de 150KPa.

## 7.4 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

A quantificação das ações a considerar para o dimensionamento dos elementos estruturais foi feita de acordo com o R.S.A. e R.E.B.A.P. com a exceção da ação sísmica, que foi calculada de acordo com o Eurocódigo 8. A definição das cargas permanentes relativas a elementos construtivos instalados (revestimentos, enchimentos, equipamentos, etc.) foi feita com base nos respetivos pesos próprios e características.

### 7.4.1 Ações permanentes

#### – Peso Próprio da Estrutura

Elementos em betão armado .....  $\gamma=25,0 \text{ kN/m}^3$

#### – Outras Cargas Permanentes

Líquido.....  $10,00 \text{ kN/m}^2$

Restantes cargas permanentes laje de fundo .....  $1,00 \text{ kN/m}^2$

Restantes cargas permanentes laje fundo da entrada .....  $1,00 \text{ kN/m}^2$

Restantes cargas permanentes cobertura.....  $2,80 \text{ kN/m}^2$

Enchimentos, com peso específico.....  $\gamma=20,0 \text{ kN/m}^3$

#### – Impulsos de Terras

A quantificação dos impulsos de terras sobre as paredes periféricas do reservatório foi realizada considerando um peso específico de  $18 \text{ kN/m}^3$  e um ângulo de atrito interno de  $36^\circ$ . Estas características do terreno foram obtidas através do relatório geológico-geotécnico realizado. Uma vez que o terreno apresenta um perfil inclinado, este tipo de ação foi determinado para diferentes alturas de terras, com um valor do coeficiente de impulso em repouso de 0,41:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'_d$$

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan 36^\circ}{1} \right) = 36^\circ$$

$$K_0 = 1 - \sin 36^\circ = 0,41$$

#### – Retração

A determinação da temperatura equivalente de retração foi realizada considerando um período de 90 dias para a entrada em serviço da estrutura, a contar desde o dia da betonagem. Em seguida apresenta-se o cálculo da temperatura equivalente de retração da laje de fundo do reservatório, com uma espessura de 30cm e considerando uma humidade relativa de 70%.

$$h_0 = 1,5 \frac{2 \times 0,3}{2} = 0,45m \rightarrow n = 0,78$$

Por análise do Quadro I-I do R.E.B.A.P., e para uma humidade relativa de 70%, obtém-se um valor da extensão de  $\epsilon_{cs1} = -320 \times 10^{-6}$ .

$$\epsilon_{cs0} = -320 \times 10^{-6} \times 0,78 = -0,00025$$

Observando o gráfico da Figura 3.1 determina-se o valor da função  $\beta_{s(t)}$  para posteriormente afetar o cálculo da extensão de referência ( $\epsilon_{cs0}$ ):

$$\left. \begin{array}{l} t = 90 \text{ dias} \\ h_0 = 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \beta_s(t) \approx 0,2$$

$$\epsilon_{cs0} = -0,00025 \times 0,2 = -0,00005$$

$$\Delta T = \frac{-0,00005}{1 \times 10^{-5}} = -5^\circ\text{C}$$

Assim, e de acordo com o R.E.B.A.P., a laje de fundação com 30cm de espessura teria uma temperatura equivalente de retração de 5°C. No entanto, devido à margem que o R.E.B.A.P. permite para o cálculo desta temperatura equivalente, e considerando o *know-how* da empresa na execução deste tipo de estrutura, considerou-se uma temperatura equivalente de retração de 10°C em toda a estrutura.

### 7.4.2 Ações variáveis

#### – Sobrecargas de utilização

Zona de entrada .....	5,00 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=0,7$ / $\psi_1=0,6$ / $\psi_2=0,4$ )
Reservatório .....	2,00 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=0,7$ / $\psi_1=0,6$ / $\psi_2=0,4$ )
Cobertura .....	1,00 kN/m <sup>2</sup> ( $\psi_0=0,7$ / $\psi_1=0,6$ / $\psi_2=0,4$ )

### – Temperatura

Variação diferencial de temperatura de  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  nos elementos em contacto com o exterior, de acordo com o Artigo 18.º do R.S.A.

### – Ação do Sismo

A ação sísmica foi quantificada através de espectros de resposta, de acordo com o EC8 e os respetivos anexos nacionais. O edifício situa-se na zona sísmica 1,6 para sismo de tipo 1 e na zona sísmica 2,5 para sismo do tipo 2, resultando assim valores de aceleração de referência de  $0,35 \text{ m/s}^2$  e  $0,80 \text{ m/s}^2$ , respetivamente. Admitiu-se uma classe de importância II para a estrutura, o que implica um coeficiente de importância ( $\gamma_I$ ) de 1,0. Para o tipo de terreno de fundação considerou-se um terreno do tipo C, sendo ainda considerado um coeficiente de amortecimento da estrutura de 5%. Segundo Meneses (2013) *“Ao contrário de sistemas estruturais de edifícios dúcteis, por exemplo em pórtico, as estruturas usuais de reservatórios enterrados ou ao nível do solo carecem de um mecanismo de dissipação de grandes quantidades de energia sísmica de natureza não-linear.”*, pelo que, nestes casos, o EC8 limita o valor do coeficiente de comportamento ( $q$ ) a 1,5 para análises elásticas.

O efeito da ação sísmica é considerado no estudo da estrutura através de uma análise espectral, baseada no EC8, quantificando a sobreposição modal através do método da raiz quadrada da soma dos quadrados (CQS). Na Figura 7.2 encontra-se apresentado o espectro de cálculo utilizado para o estudo da ação sísmica, para sismos do tipo 1 e 2.

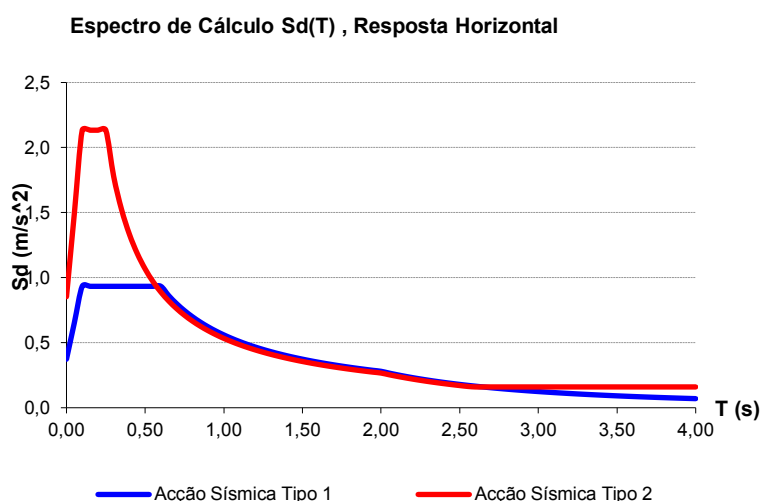


Figura 7.2 - Espectro de cálculo.

## 7.5 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações de ações, nomeadamente ações permanentes, sobrecargas de utilização e temperatura, foram efetuadas de acordo com o R.S.A. exceto a ação sísmica que seguiu o preconizado no EC8. Na Tabela 6.1 encontram-se apresentadas as combinações consideradas no modelo de cálculo do edifício.

Tabela 7.1 – Combinações de ações do modelo de cálculo do reservatório.

Combinação	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
ELU1	1	1,35	2	1,5	3	0	4	0	5	1,5	6	1,5	7	1,5	8	1,5	9	1,5	10	0
ELU2	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	0	5	1,5	6	1,5	7	1,5	8	1,5	9	1,5	10	0
ELU3	1	1,35	2	1,5	3	0	4	1,35	5	1,5	6	1,5	7	1,5	8	1,5	9	1,5	10	0
ELU4	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,5	7	1,5	8	1,5	9	1,5	10	0
ELU5	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	0	5	0	6	1,5	7	1,5	8	1,5	9	1,5	10	0
ELU6	1	1,35	2	1,5	3	0	4	1,35	5	0	6	1,5	7	1,5	8	1,5	9	1,5	10	0
ELU7	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	1,35	5	0	6	1,5	7	1,5	8	1,5	9	1,5	10	0
ELU8	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	0	5	1,5	6	1,5	7	0	8	1,5	9	1,05	10	0,9
ELU9	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	0	5	1,5	6	1,5	7	0	8	1,5	9	1,05	10	0,9
ELU10	1	1,35	2	1,5	3	0	4	1,35	5	1,5	6	1,5	7	0	8	1,5	9	1,05	10	0,9
ELU11	1	1,35	2	1,5	3	0	4	1,35	5	1,5	6	1,5	7	0	8	1,5	9	1,05	10	0
ELU12	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,5	7	0	8	1,5	9	1,05	10	0,9
ELU13	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,5	7	0	8	1,5	9	1,05	10	0,9
ELU14	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	0	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,5	10	0,9
ELU15	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	0	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,5	10	0,9
ELU16	1	1,35	2	1,5	3	0	4	1,35	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,5	10	0,9
ELU17	1	1,35	2	1,5	3	0	4	1,35	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,5	10	0,9
ELU18	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,5	10	0,9
ELU19	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,5	10	0,9
ELU20	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	0	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,05	10	1,5
ELU21	1	1,35	2	1,5	3	0	4	1,35	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,05	10	1,5
ELU22	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,05	10	1,5
ELU23	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	0	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,05	10	1,5
ELU24	1	1,35	2	1,5	3	0	4	1,35	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,05	10	1,5
ELU25	1	1,35	2	1,5	3	1,35	4	1,35	5	1,5	6	1,05	7	0	8	1,05	9	1,05	10	1,5
Comb Sismo	1	1	2	1	3	0	4	0	5	1	6	0,24	7	0	8	0,24				
AST1 1° X 0,3° Y	14	1	15	0,3	18	1														
AST1 1° X -0,3° Y	14	1	15	-0,3	18	1														
AST1 0,3° X 1° Y	14	0,3	15	1	18	1														
AST1 0,3° X -1° Y	14	0,3	15	-1	18	1														
AST1 -1° X 0,3° Y	14	-1	15	0,3	18	1														
AST1 -1° X -0,3° Y	14	-1	15	-0,3	18	1														
AST1 -0,3° X 1° Y	14	-0,3	15	1	18	1														
AST1 -0,3° X -1° Y	14	-0,3	15	-1	18	1														
AST2 1° X 0,3° Y	16	1	17	0,3	18	1														
AST2 1° X -0,3° Y	16	1	17	-0,3	18	1														
AST2 0,3° X 1° Y	16	0,3	17	1	18	1														
AST2 0,3° X -1° Y	16	0,3	17	-1	18	1														
AST2 -1° X 0,3° Y	16	-1	17	0,3	18	1														
AST2 -1° X -0,3° Y	16	-1	17	-0,3	18	1														
AST2 -0,3° X 1° Y	16	-0,3	17	1	18	1														
AST2 -0,3° X -1° Y	16	-0,3	17	-1	18	1														
ELS1	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	1	7	1	8	1	9	1	10	0
ELS2	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	1	7	1	8	1	9	1	10	0
ELS3	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	1	7	1	8	1	9	1	10	0
ELS4	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	1	7	1	8	1	9	1	10	0
ELS5	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	1	7	1	8	1	9	1	10	0
ELS6	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	1	7	1	8	1	9	1	10	0
ELS6	1	1	2	1	3	0	4	0	5	1	6	1	7	1	8	1	9	1	10	0
ELS_R7	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,6	10	0,5
ELS_R8	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,6	10	0,5
ELS_R9	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,6	10	0,5
ELS_R10	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,6	10	0,5
ELS_R11	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,6	10	0,5
ELS_R12	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,6	10	0,5
ELS_R13	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	1	10	0,5
ELS_R14	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	1	10	0,5
ELS_R15	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	1	10	0,5
ELS_R16	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	1	10	0,5
ELS_R17	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	1	10	0,5
ELS_R18	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	1	10	0,5
ELS_OP_19	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,4	10	0,3
ELS_OP_20	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,4	10	0,3
ELS_OP_21	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,4	10	0,3
ELS_OP_22	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,4	10	0,3
ELS_OP_23	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,4	10	0,3
ELS_OP_24	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	1	7	0	8	1	9	0,4	10	0,3
ELS_OP_25	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	1	10	0,3
ELS_OP_26	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	1	10	0,3
ELS_OP_27	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	1	10	0,3
ELS_OP_28	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	1	10	0,3
ELS_OP_29	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	1	10	0,3
ELS_OP_30	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	1	10	0,3
ELS_FREQ_31	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	0,4	10	0,3
ELS_FREQ_32	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	0,4	10	0,3
ELS_FREQ_33	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	0,4	10	0,3
ELS_FREQ_34	1	1	2	1	3	0	4	0	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	0,4	10	0,3
ELS_FREQ_35	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	0,4	10	0,3
ELS_FREQ_36	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0,6	7	0	8	0,6	9	0,4	10	0,3
ELS_FREQ_37	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	0,6	10	0,3
ELS_FREQ_38	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	0,6	10	0,3
ELS_FREQ_39	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	0,6	10	0,3
ELS_FREQ_40	1	1	2	1	3	1	4	0	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	0,6	10	0,3
ELS_FREQ_41	1	1	2	1	3	0	4	1	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	0,6	10	0,3
ELS_FREQ_42	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0,4	7	0	8	0,4	9	0,6	10	0,3

||
||
||



elementos de barra. Os apoios foram simulados através de apoios elásticos, permitindo assim simular a deformabilidade do solo, sendo considerado um coeficiente de mola ( $K$ ) de  $15000\text{kN/m}^3$ , calculado através da seguinte expressão:

$$K = \frac{\sigma_{adm}}{S} = \frac{150}{0,01} = 15000\text{kN/m}^3$$

São apresentadas algumas perspectivas do modelo global da estrutura (Figura 7.3 a Figura 7.14) e das ações consideradas.

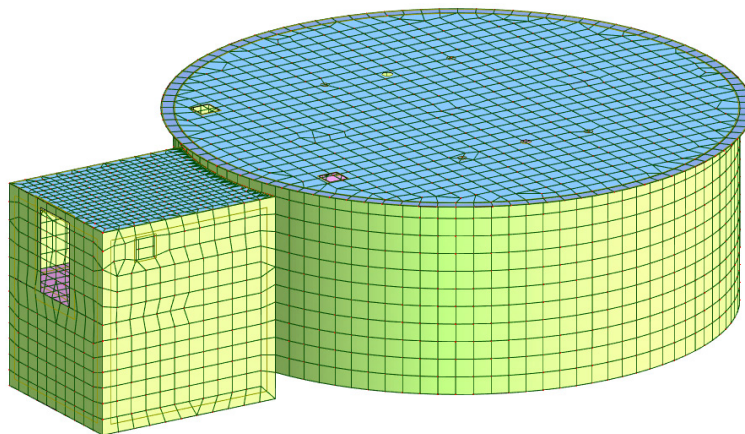


Figura 7.3 – Vista global do modelo de cálculo.

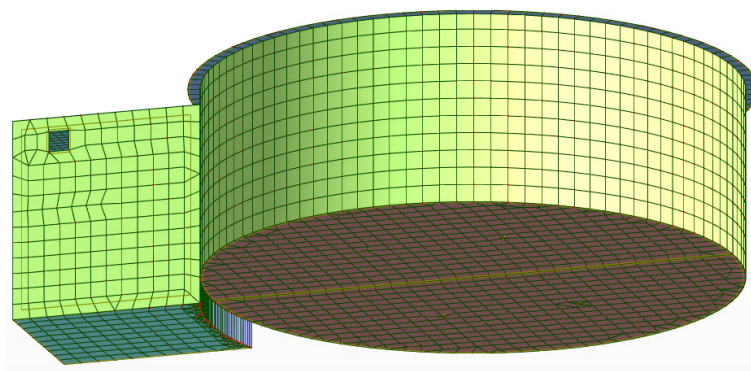


Figura 7.4 – Vista inferior do modelo de cálculo.

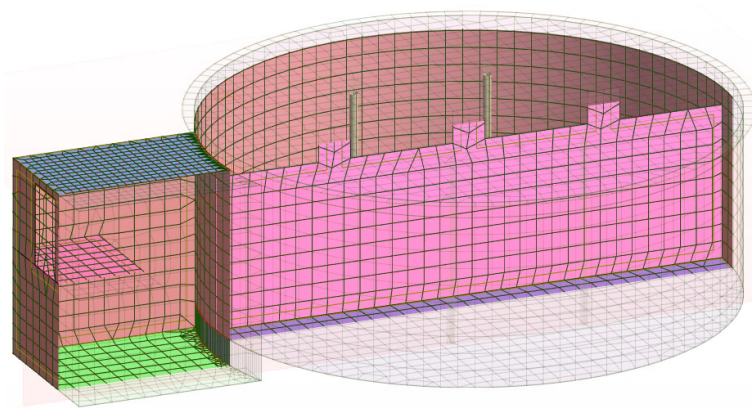


Figura 7.5 – Vista interior do modelo de cálculo.

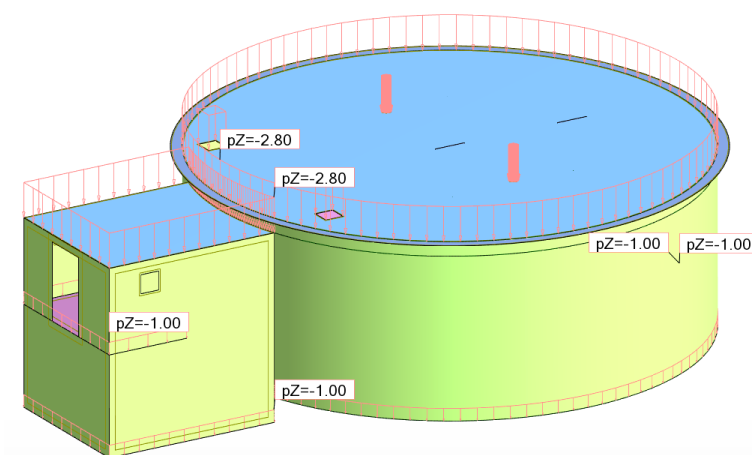


Figura 7.6 – Ação das restantes cargas permanentes.

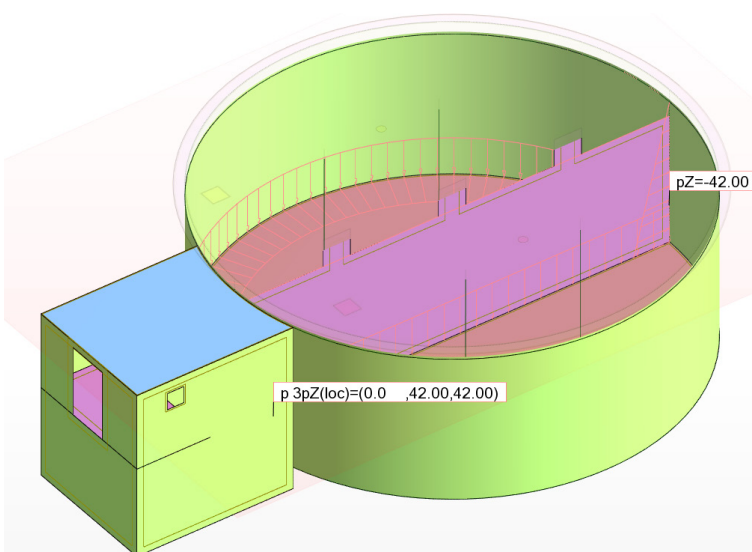


Figura 7.7 – Ação da água numa metade do reservatório.

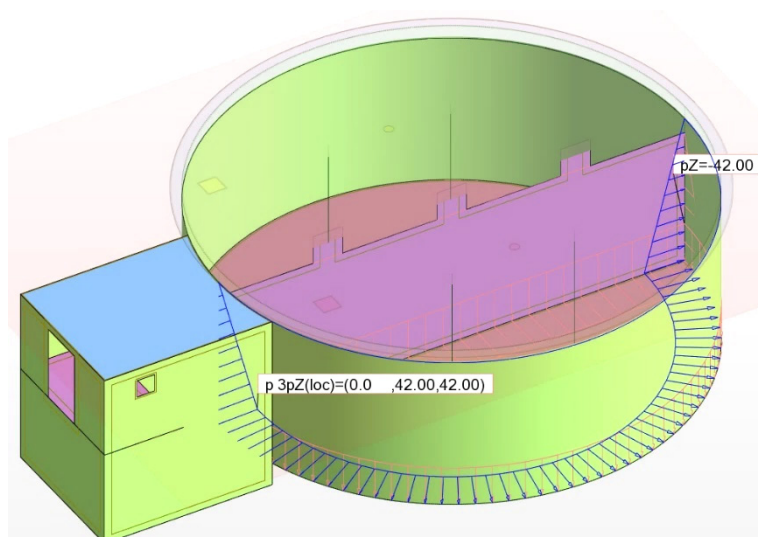


Figura 7.8 – Ação da água noutra metade do reservatório.

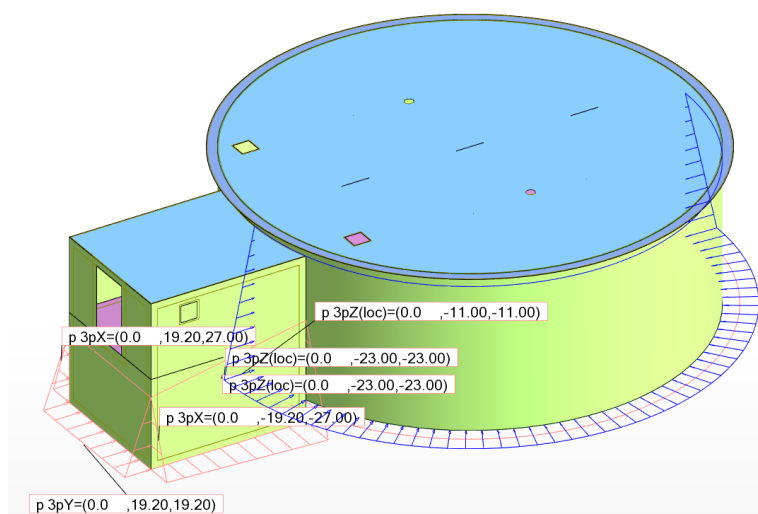


Figura 7.9 – Ação do impulso das terras.

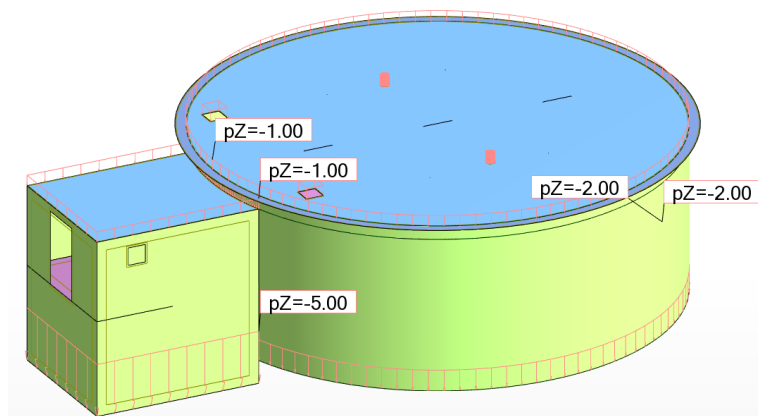


Figura 7.10 – Ação das sobrecargas de pavimento e cobertura.

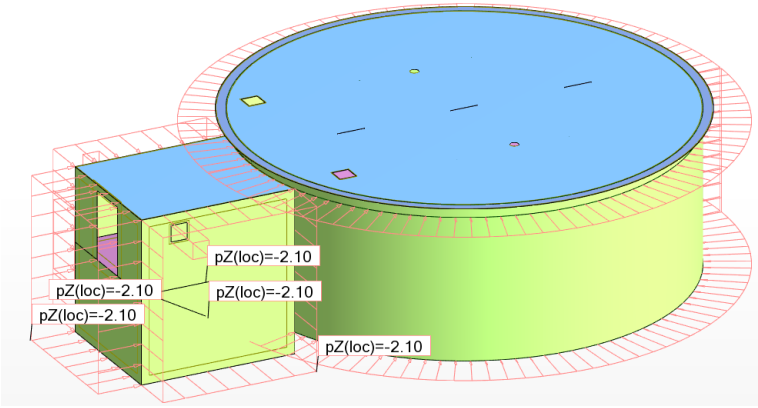


Figura 7.11 – Ação da sobrecarga das terras.

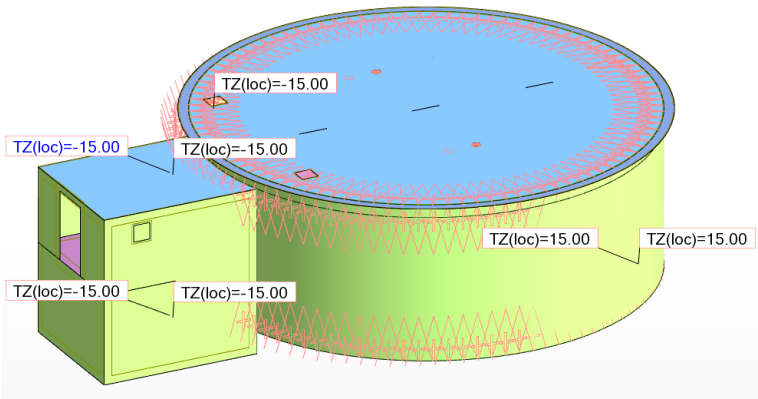


Figura 7.12 – Ação da temperatura 1.

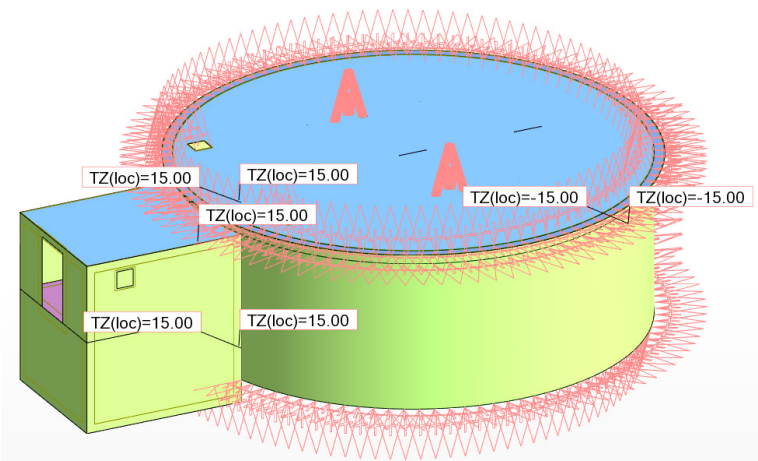


Figura 7.13 – Ação da temperatura 2.

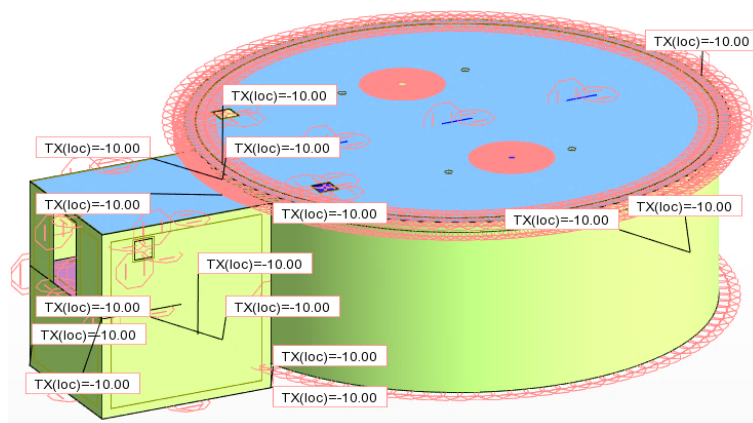


Figura 7.14 – Ação da retração.

## 7.7 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Para o dimensionamento dos diversos elementos estruturais do reservatório foram seguidas as verificações de segurança estabelecidas pelo Eurocódigo 2, uma vez que se trata de uma estrutura executada totalmente em betão armado. Também foram verificadas as exigências do EC8 relativamente à ação sísmica, embora não se preveja que esta seja condicionante por se tratar de uma estrutura enterrada. O dimensionamento foi realizado tendo em consideração a envolvente de esforços das várias combinações de ações, quer para estados limites últimos como também para estados limites de utilização. Neste projeto específico, por se tratar de uma estrutura em contacto com a água, a fendilhação assume um carácter de grande importância, revelando-se muitas vezes condicionante. Assim, para os estados limite de serviço, foi imposto um limite máximo de abertura de fendas de 0,15mm para a combinação rara de ações. Este valor limite de 0,15mm apesar de não se encontrar explícito no R.E.B.A.P., é o valor utilizado pela empresa para este tipo de estruturas, em que a estanquidade assume um carácter preponderante.

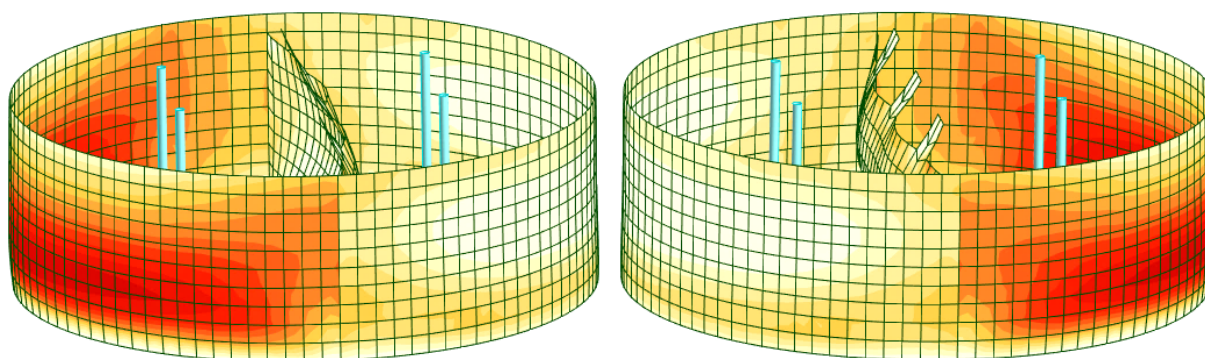
As diversas verificações de segurança foram realizadas com recurso a programas de cálculo, bem como folhas de cálculo em Excel produzidas pela empresa.

### 7.7.1 Análise do modelo de cálculo

De seguida será analisado o modelo de cálculo elaborado para o dimensionamento estrutural do reservatório, nomeadamente ao nível das trações nas paredes exteriores. Desta forma será possível aferir o comportamento do modelo computacional.



Na Figura 7.15 encontram-se os esforços de tração nas paredes exteriores e respectivas deformações, para as situações com apenas um lado do reservatório cheio de forma alternada. Esta análise foi realizada para uma combinação em que as terras não são consideradas, de forma a simular a fase de testes de estanquidade do reservatório após a sua execução.



a) Lado esquerdo do reservatório cheio

b) Lado direito do reservatório cheio

Figura 7.15 – Esforço de tração nas paredes exteriores com meio depósito cheio.

Como se pode verificar, aquando do enchimento parcial do reservatório, a parede exterior da metade que tem água fica sujeita a grandes esforços de tração na sua zona inferior. Esta situação não é anómala uma vez que seria expectável que tal ocorresse, visto que o impulso hidrostático aumenta com a profundidade. Na Figura 7.16 apresenta-se a fase de teste com o reservatório completamente cheio.

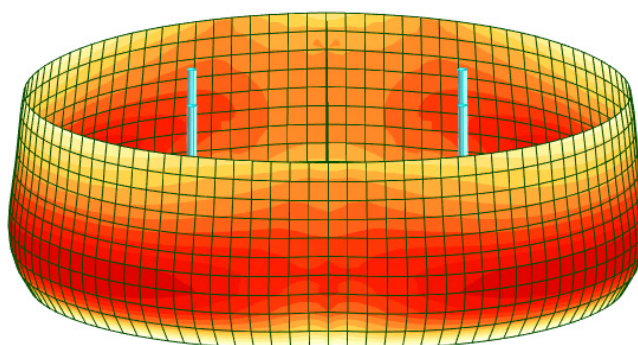


Figura 7.16 – Trações nas paredes laterais com o depósito totalmente cheio.

Com o depósito totalmente cheio, e de forma expectável, verifica-se desta vez uma grande concentração de trações na base das paredes exteriores. Estas trações elevadas ocorrem porque, nesta fase do processo construtivo, as terras ainda não envolvem o reservatório, não contrapondo assim o impulso hidrostático. A consideração deste tipo de combinação de esforços no dimensionamento das paredes é de extrema importância, pois permite dimensionar armadura de tração suficiente para resistir a esta fase do processo construtivo e não apenas para a situação em que o reservatório já se encontra envolto pelo solo.

É, no entanto, também importante considerar a situação em que o reservatório já se encontra enterrado, mas ainda não foi cheio com água (Figura 7.17). Desta forma, é possível garantir que a armadura prevista consegue resistir a essa solicitação do terreno, sem a água para contrariar esse impulso nas paredes do reservatório.

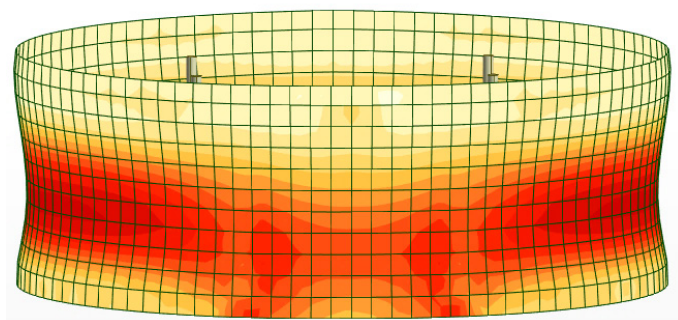


Figura 7.17 – Solicitação provocada pela ação do terreno, com o depósito vazio.

Verifica-se que, conforme esperado, o impulso das terras provoca uma maior solicitação a meia altura das paredes, uma vez que nos topos existem lajes que ajudam a resistir à solicitação horizontal do terreno. Fica assim validado o modelo de cálculo ao nível do seu comportamento.

### 7.7.2 Lajes

O dimensionamento das lajes do reservatório foi realizado com recurso ao *software GaLa Reinforcement*, que permite a verificação das secções aos estados limite últimos e de serviço, nomeadamente ao controlo da fendilhação que assume especial importância neste tipo de estrutura. Com este *software* também é possível fazer o dimensionamento de secções verificando a interação de esforços, neste caso entre momento fletor e tração, não sendo contabilizados os esforços de compressão uma vez que são favoráveis à verificação de segurança.

Como metodologia de dimensionamento foi determinada uma armadura geral para toda a laje e posteriormente foram dimensionados reforços nas zonas onde tal se prove necessário.

Seguidamente serão apresentadas as verificações de segurança realizadas durante o processo de dimensionamento da laje de fundação LF1 ( $e=0,30\text{m}$ ).

#### 7.7.2.1 Retração

Conforme referido no capítulo 3.3.1.3, foram analisadas as tensões de tração provocadas pelo efeito da retração, considerada para o seu valor característico. Estes esforços (Figura 7.18) foram comparados com a tensão de rotura à tração do betão ( $f_{ctm}$ ) por forma a avaliar a necessidade de os conjugar com os efeitos das restantes ações.

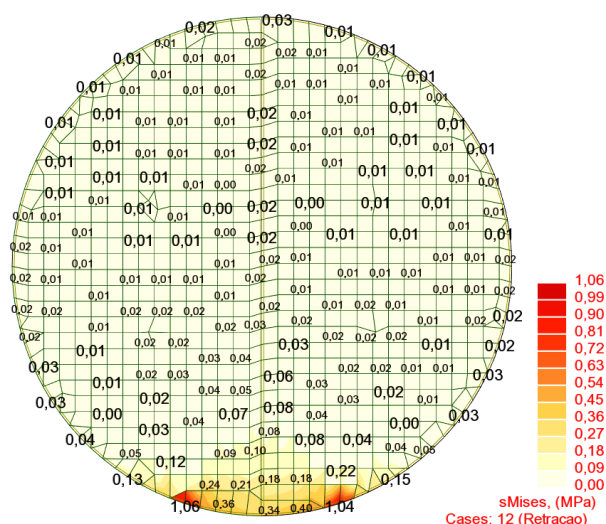


Figura 7.18 – Tensões de tração devidas ao efeito da retração.

Pela análise da Figura 7.18, podemos verificar que a retração provoca maiores solicitações ( $\approx 1,0\text{MPa}$ ) na zona de união da parede circular do reservatório com as paredes da zona de entrada, o que seria expectável por se tratar de uma zona com rigidez elevada. Estas são, no entanto, inferiores a  $f_{ctm}=2,9\text{MPa}$ , logo não existe fendilhação da secção derivada aos esforços analisados.

### 7.7.2.2 Verificação de segurança E.L.U.

O dimensionamento da armadura de flexão e corte (caso necessário) foi realizado de acordo com as exigências patentes no EC2 e abaixo expostas. Uma delas refere-se à armadura mínima de flexão a dispor numa secção sujeita à flexão, e determinada da seguinte forma:

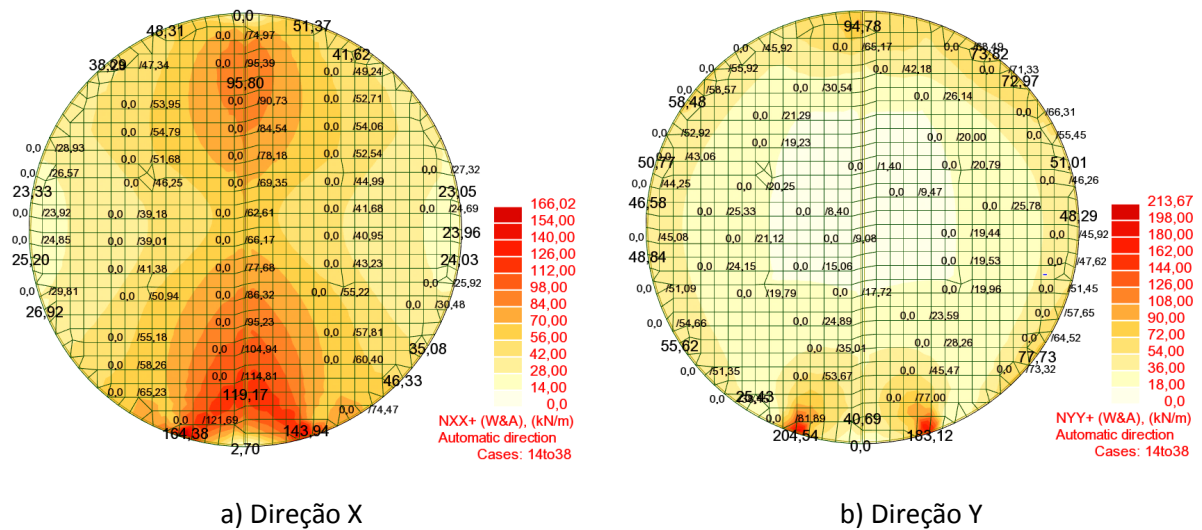
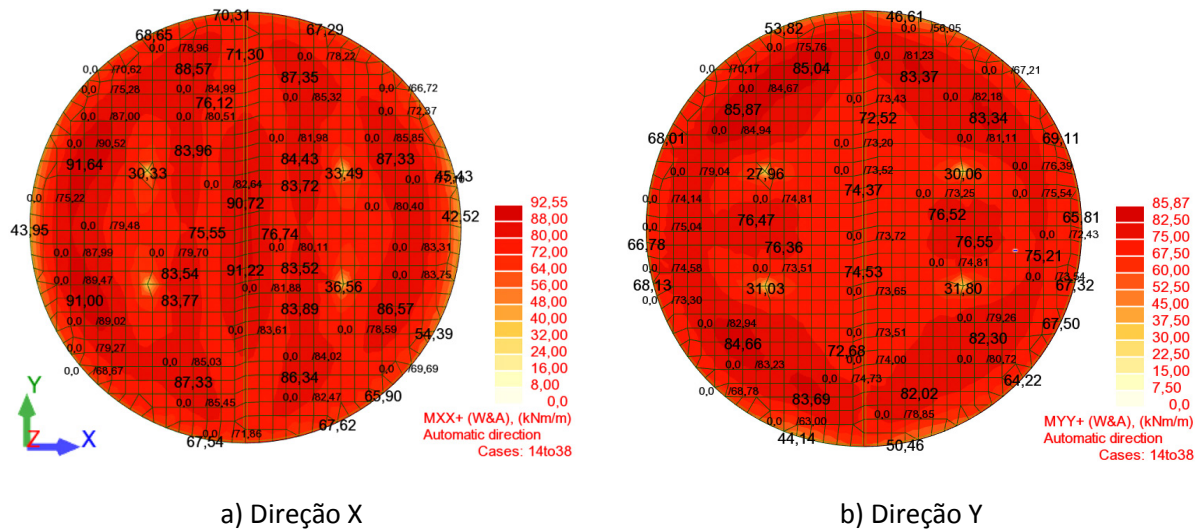
$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,26 = 3,92\text{cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \times b \times d = 0,0013 \times 1,0 \times 0,26 = 3,38\text{cm}^2/\text{m} \end{array} \right.$$

Em seguida serão apresentadas as restantes verificações para a laje de fundação, sendo que as armaduras de flexão adotadas terão que cumprir o valor mínimo de  $3,92\text{cm}^2/\text{m}$ .

#### i. Flexão composta - Armadura superior

Na Figura 7.19 até à Figura 7.22 apresentam-se os esforços e verificações da laje de fundo LF1, para as combinações de estados limite últimos.





A solução adotada para a laje, como armadura geral, foi uma malha quadrada de  $\varnothing 12/0,125\text{m}$ , cuja capacidade resistente se encontra demonstrada na Figura 7.21. Assim, apenas será necessário dimensionar armadura de reforço para as zonas onde essa capacidade resistente seja excedida.

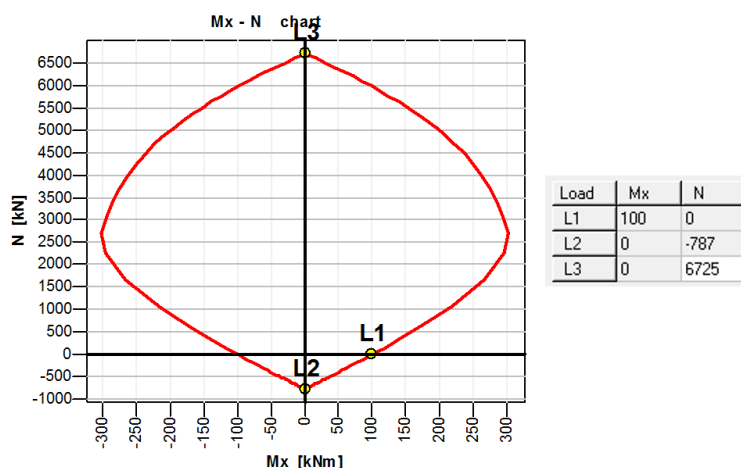


Figura 7.21 – Capacidade resistente da secção com armadura geral.

Através da Figura 7.21, podemos verificar que a secção possui um momento resistente, sem interação de esforços, de  $M_{Rd}=100\text{kN.m/m}$  e uma capacidade resistente à tração e compressão de  $787\text{kN/m}$  e  $6725\text{kN/m}$ , respetivamente. Também se verifica que os esforços de compressão aumentam a capacidade resistente da secção aos momentos fletores, sendo que com um esforço axial de compressão na ordem dos  $2600\text{kN/m}$ , a secção resiste a uma solicitação à flexão de cerca de  $300\text{kN.m/m}$

A verificação de segurança, para a face superior da laje, em relação aos estados limite últimos encontra-se apresentada na Figura 7.22. Esta foi realizada nas zonas mais condicionantes da interação de esforços, e evitando utilizar valores de pico, cujas magnitudes são, muitas vezes, derivados de zonas de elevada rigidez que levam os modelos computacionais a considerar esforços irrealistas.

## Armadura Corrente Face Superior $\varnothing 12//0,125$ (9,05cm<sup>2</sup>/m)

### Direção X e Y

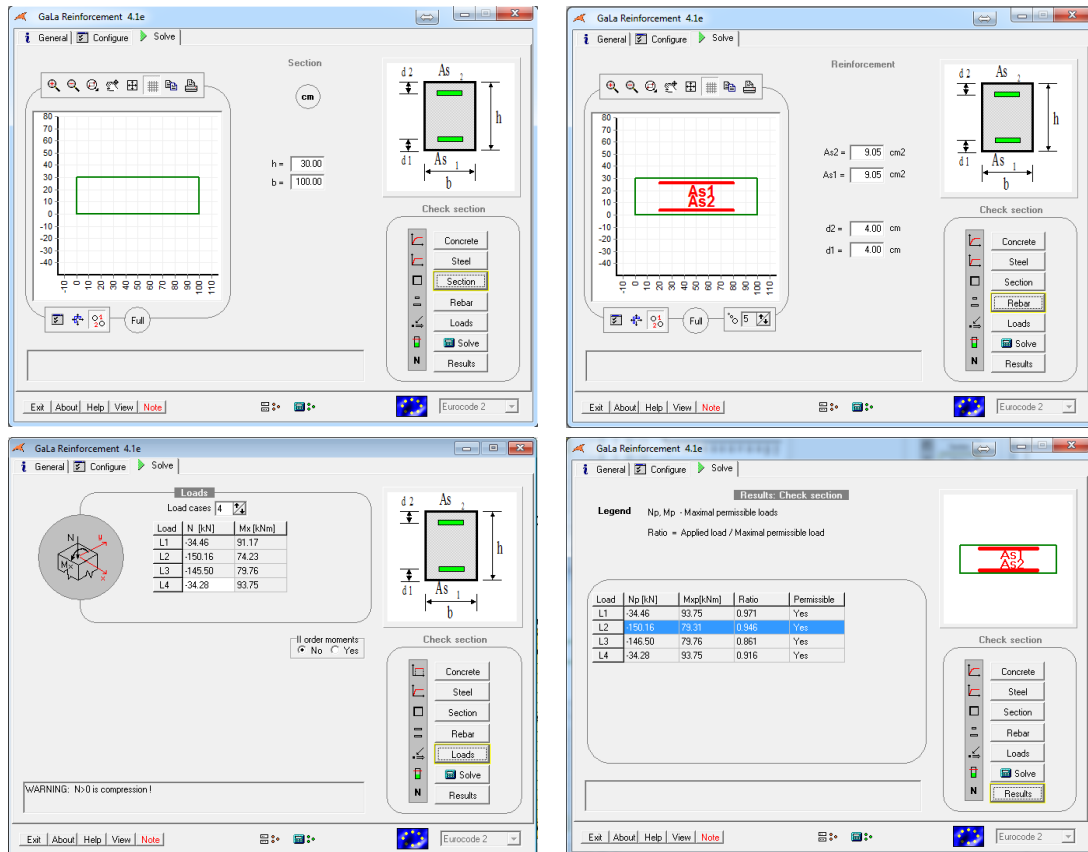


Figura 7.22 – Verificação de segurança da face superior da laje de fundo (E.L.U.).

### ii. Flexão composta- Armadura inferior

De seguida apresentam-se os esforços de flexão (Figura 7.23) e verificações da armadura inferior da laje de fundo LF1, para as combinações de estados limite últimos.

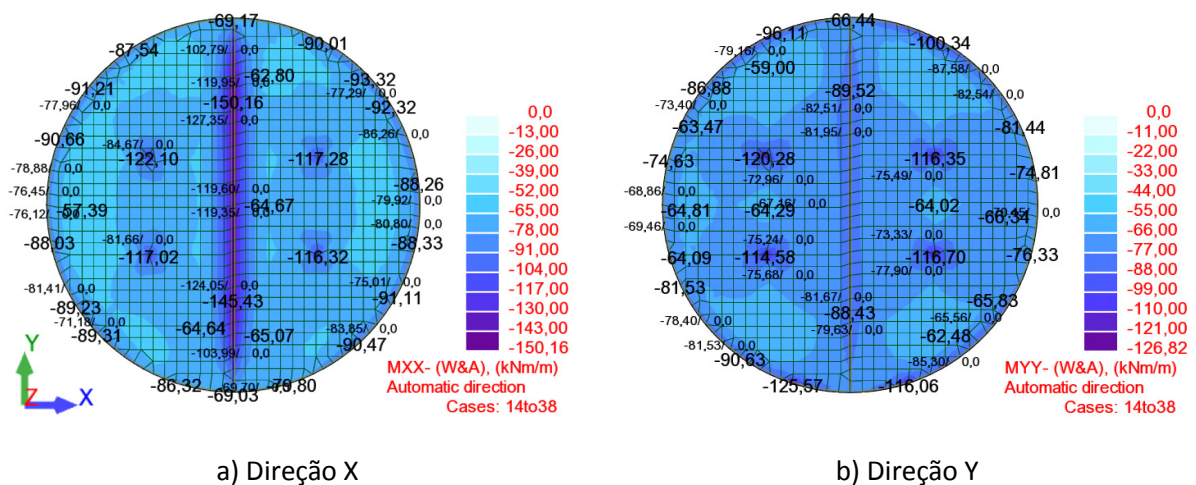


Figura 7.23 - Diagramas de momentos fletores da face inferior na laje de fundo (E.L.U.).

Como se verifica através da análise da Figura 7.23, existem zonas da face inferior da laje com esforços de flexão superiores aos 100kN.m/m que a armadura geral resiste, pelo que será necessário prever uma armadura de reforço nessas zonas, cuja localização se encontra na Figura 7.24.

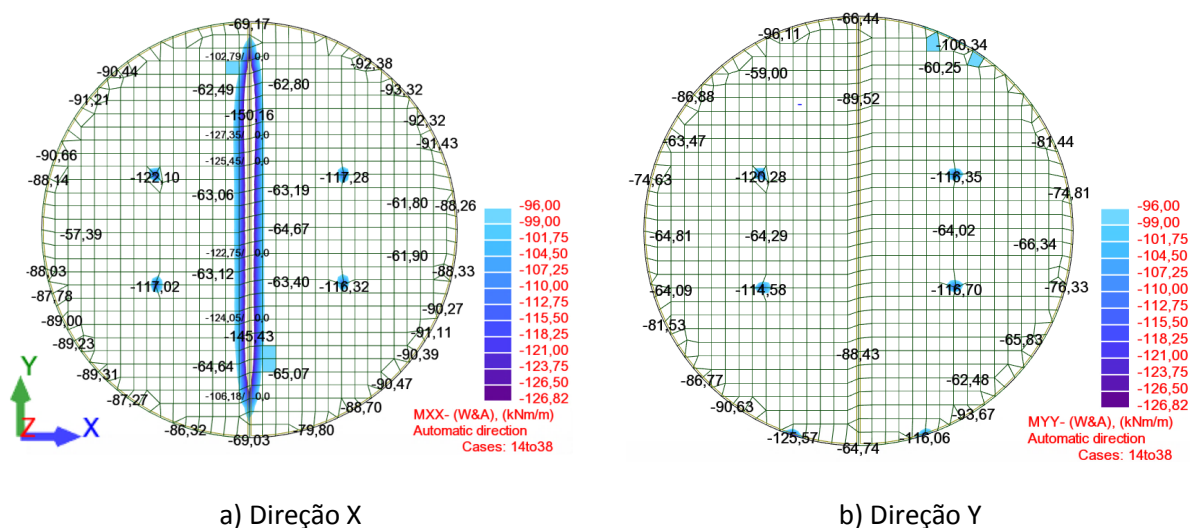


Figura 7.24 – Zonas onde o momento fletor resistente da armadura geral é excedido.

Verifica-se assim a necessidade de reforçar a face inferior da laje de fundação, em ambas as direções na zona dos pilares, e na zona da parede divisória na direção horizontal (X). Este reforço era expectável pelo acréscimo de momento fletor que os pilares, como cargas pontuais, e a parede como carga linear, provocam na laje.

A verificação de segurança, para a face inferior da laje, encontra-se apresentada na Figura 7.25 e Figura 7.26. Esta foi realizada nas zonas mais condicionantes da interação de esforços, e evitando utilizar valores de pico, verificados nas zonas de ligação de elementos estruturais.

**Armadura Corrente Face Inferior  $\varnothing 12//0,125$  (9,05cm<sup>2</sup>/m)**

**Direção X e Y**

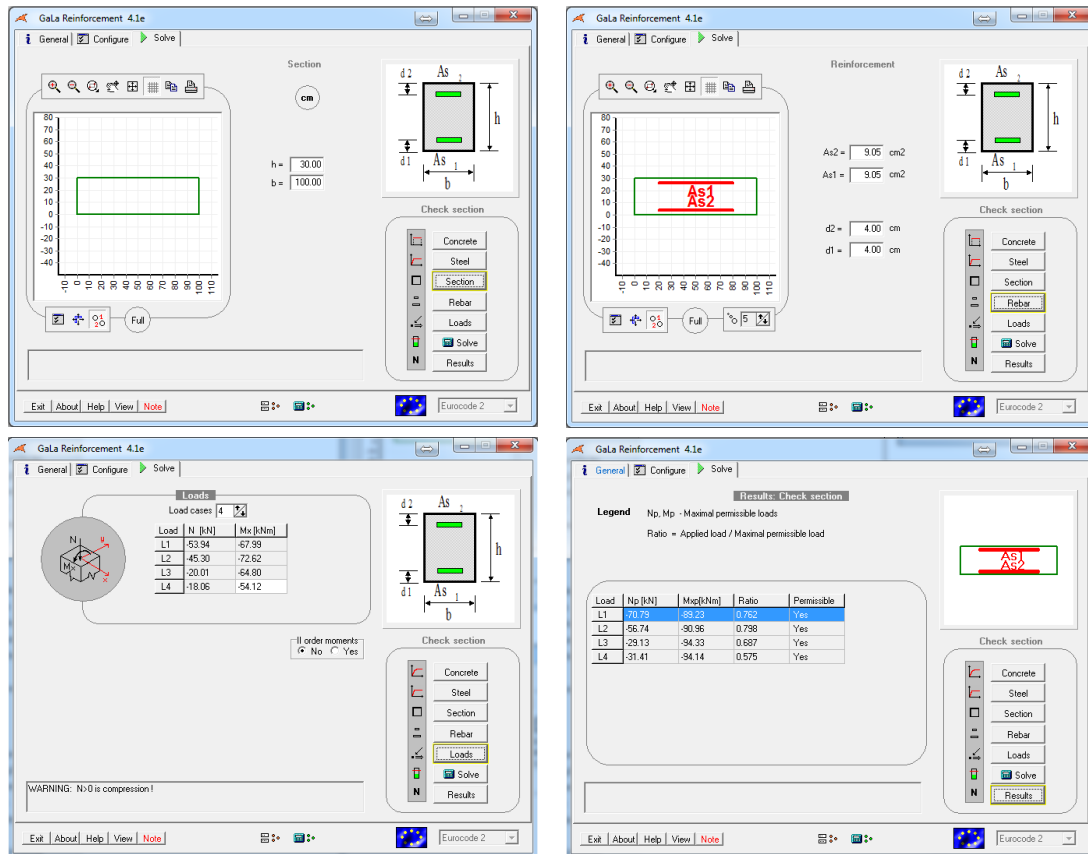


Figura 7.25 - Verificação de segurança da face inferior da laje de fundo (E.L.U.).

### Armadura Reforço Face inferior $\varnothing 12//0,125 + \varnothing 12//0,25$ ( $13,57\text{cm}^2/\text{m}$ )

#### Direção X e Y

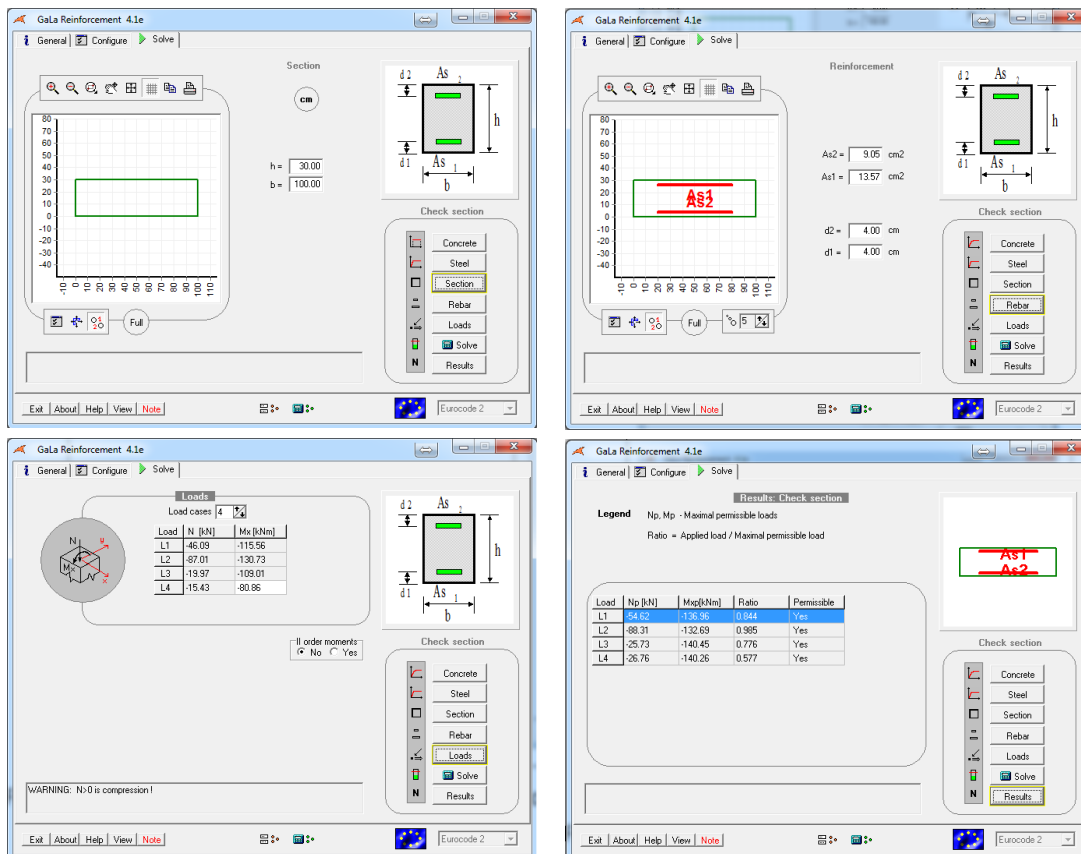


Figura 7.26 - Verificação de segurança da face inferior da laje de fundo nas zonas reforçadas (E.L.U.).

#### iii. Esforço transverso

Uma vez verificados os esforços de flexão e tração na laje de fundação, procedeu-se ao controlo dos esforços de corte (Figura 7.27) nomeadamente na zona dos pilares e parede divisória, onde se espera que estes possam ser mais elevados.

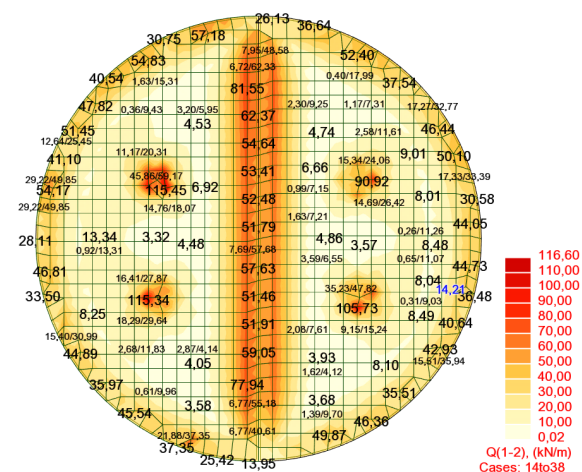


Figura 7.27 – Esforços de corte na laje de fundação.



Constata-se pela Figura 7.27 que o máximo esforço de corte é de 115kN/m na ligação pilar-laje, enquanto que na zona da parede divisória o esforço de corte não ultrapassa os 81,5kN/m. A necessidade de prever armadura de corte na laje é verificada na Figura 7.28.

Armadura de Corte <u>EC2</u>	
$V_{Ed} =$	115,45 kN
$b =$	1,00 m
$h =$	0,30 m
$d =$	0,248 m
$Asl =$	18,10 cm <sup>2</sup>
$k =$	1,898 $\leq 2,0$
$\rho =$	0,00730 $\leq 0,02$
$f_{ck} =$	30,0 MPa
$f_{yk} =$	500,0 MPa
$\theta =$	30,0 °
$\alpha =$	90,0 °
<b>Esforço transversal resistente da secção de betão</b>	
$V_{Rd,c} =$	158,02 KN
$V_{Rd,c,min} =$	124,32 KN
$V_{Ed} \leq 0,5.b_w.d.v.f_{cd}$	1309,44 KN
Não é necessária armadura de esforço transversal	

Figura 7.28 – Verificação ao corte da laje de fundação.

Não há então necessidade de reforçar a laje ao esforço transversal, uma vez que a capacidade resistente ao corte ( $V_{Rd,c}$ ) é consideravelmente superior.

### 7.7.2.3 Verificação de segurança E.L.S.

Para o controlo da abertura de fendas, cujo limite ( $W_k$ ) foi estabelecido como 0,15mm, foi verificado o cumprimento deste limite para as armaduras superiores e inferiores. Neste caso, o controlo da abertura de fendas está diretamente ligado às questões de estanquidade do reservatório e não tanto à agressividade do líquido nele contido, uma vez que se trata de água para consumo.

#### i. Fendilhação - Armadura superior

Na Figura 7.29 até à Figura 7.31 apresentam-se os esforços da laje de fundo LF1, para as combinações de estado limite de serviço.

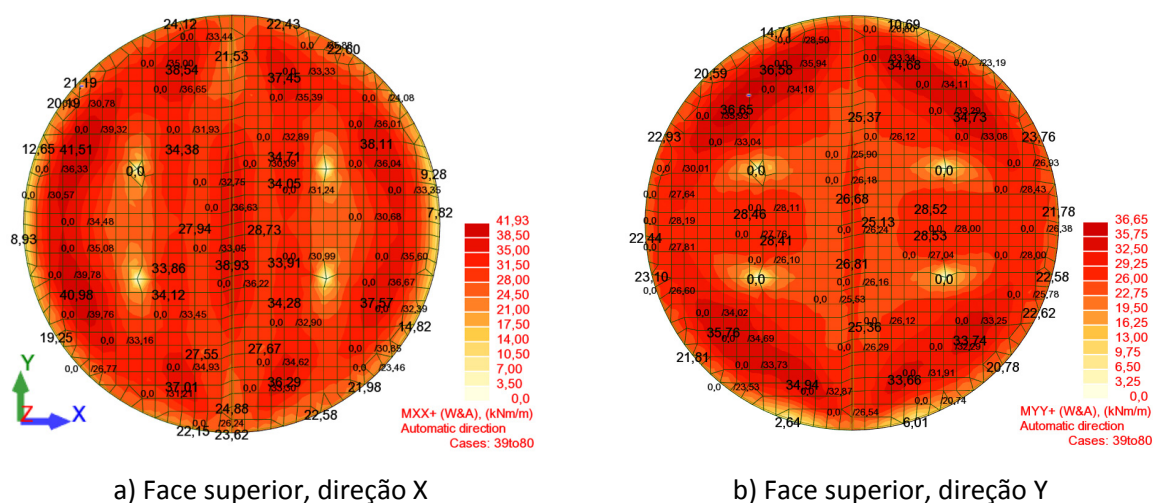


Figura 7.29 – Diagramas de momentos fletores na laje de fundo (E.L.S.).

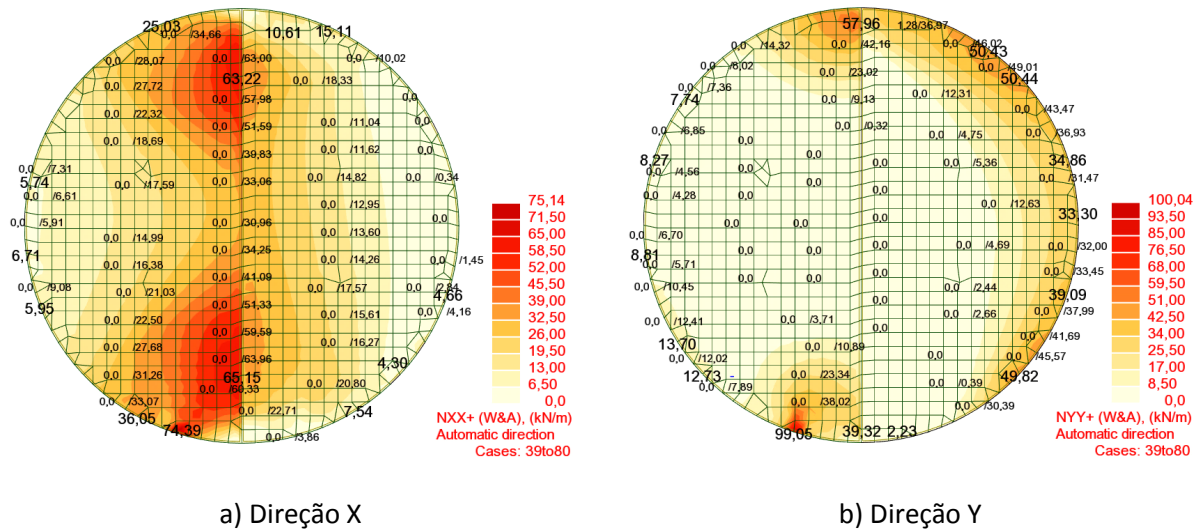


Figura 7.30 – Diagramas de esforços de tração na laje de fundo (E.L.S.).

A verificação de segurança, para a face superior da laje, em relação aos estados limite de serviço, encontra-se apresentada na Figura 7.31. Esta foi realizada nas zonas mais condicionantes da interação de esforços, e evitando utilizar valores de pico.



**Armadura Corrente Face Superior  $\varnothing 12//0,125$  (9,05cm<sup>2</sup>/m)**

**Direção X e Y**

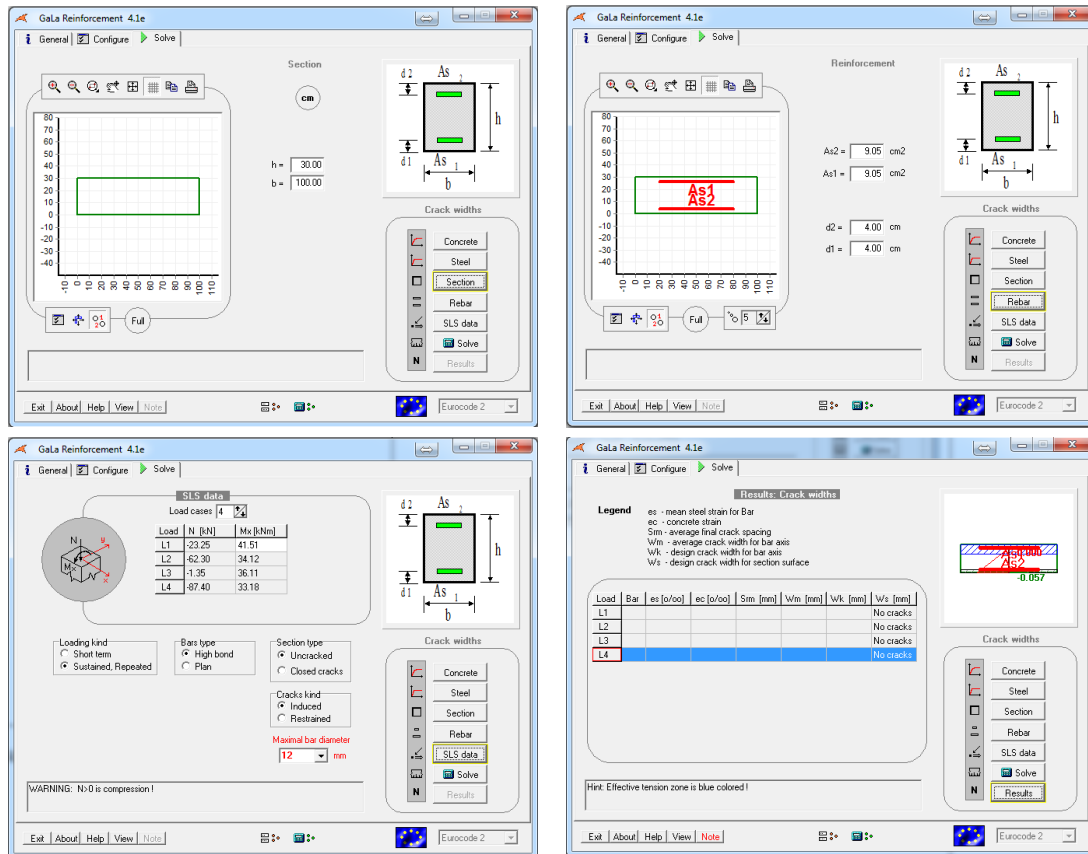


Figura 7.31 - Verificação de segurança da face superior da laje de fundo (E.L.S.).

**ii. Armadura inferior**

De seguida apresentam-se os esforços de flexão (Figura 7.32) e verificações da armadura inferior da laje de fundo LF1, para as combinações de estados limite de serviço.

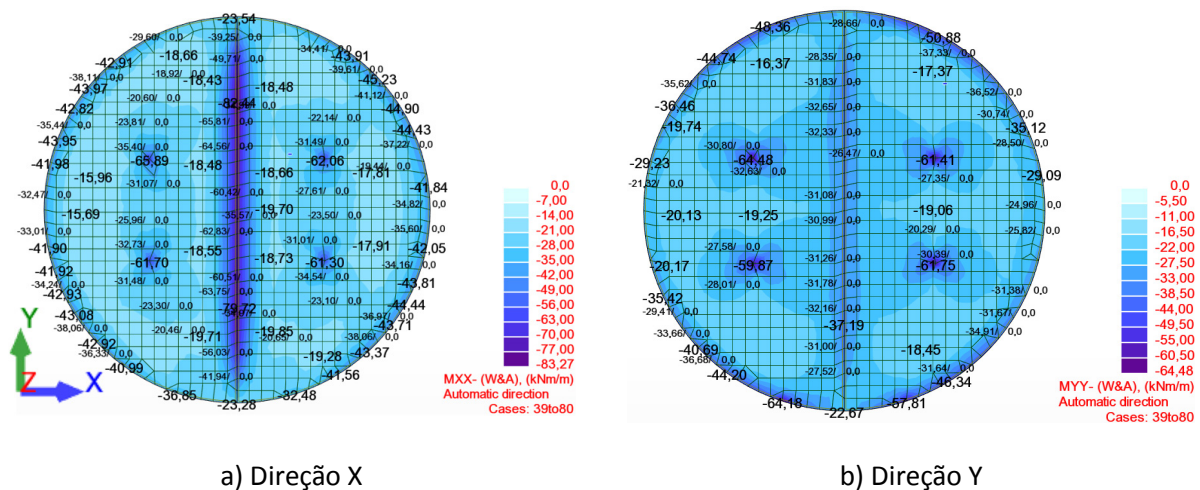


Figura 7.32 - Diagramas de momentos flectores da face inferior na laje de fundo (E.L.S.).

A verificação da abertura de fendas, para a face inferior da laje, encontra-se apresentada na Figura 7.33 e Figura 7.34. Esta foi realizada nas zonas mais condicionantes da interação de esforços, e evitando utilizar valores de pico.

### **Armadura Corrente Face Inferior $\varnothing 12//0,125$ (9,05cm<sup>2</sup>/m)**

#### **Direção X e Y**

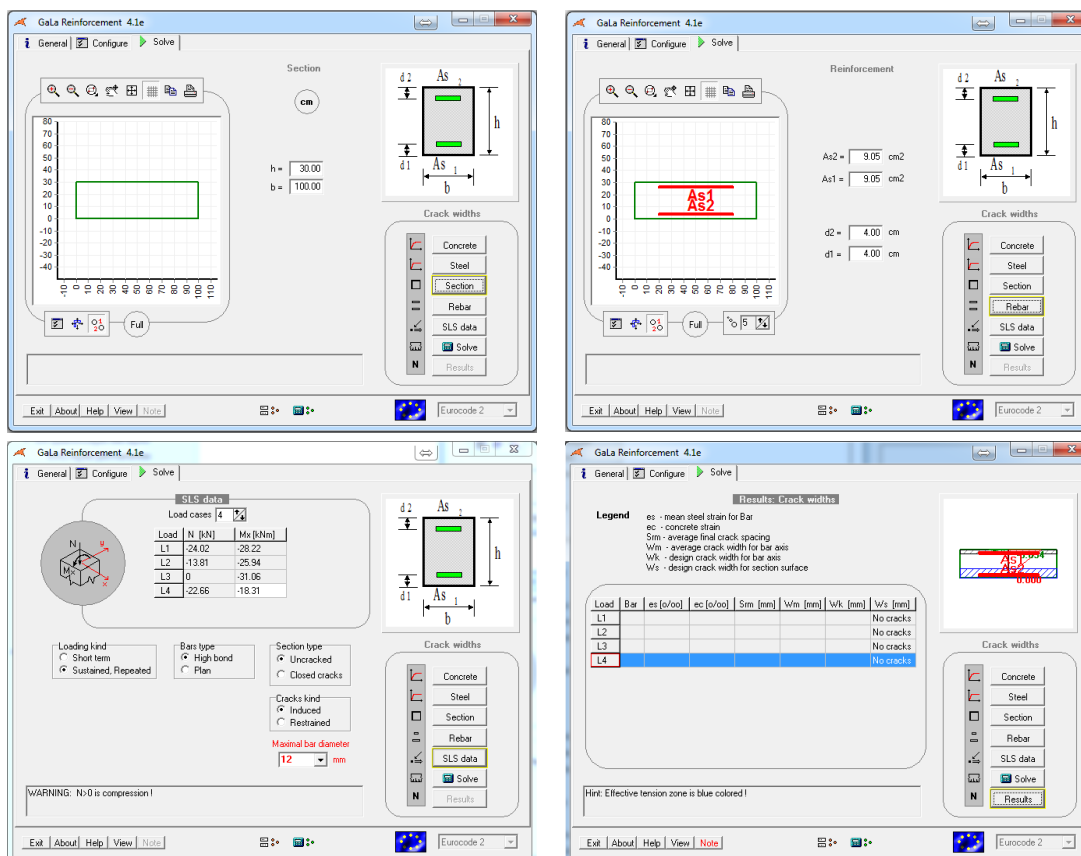


Figura 7.33 - Verificação de segurança da face inferior da laje de fundo (E.L.S.).

**Armadura Reforço Face Inferior  $\emptyset 12//0,125 + \emptyset 12//0,25$  ( $13,57\text{cm}^2/\text{m}$ )**

**Direção X e Y**

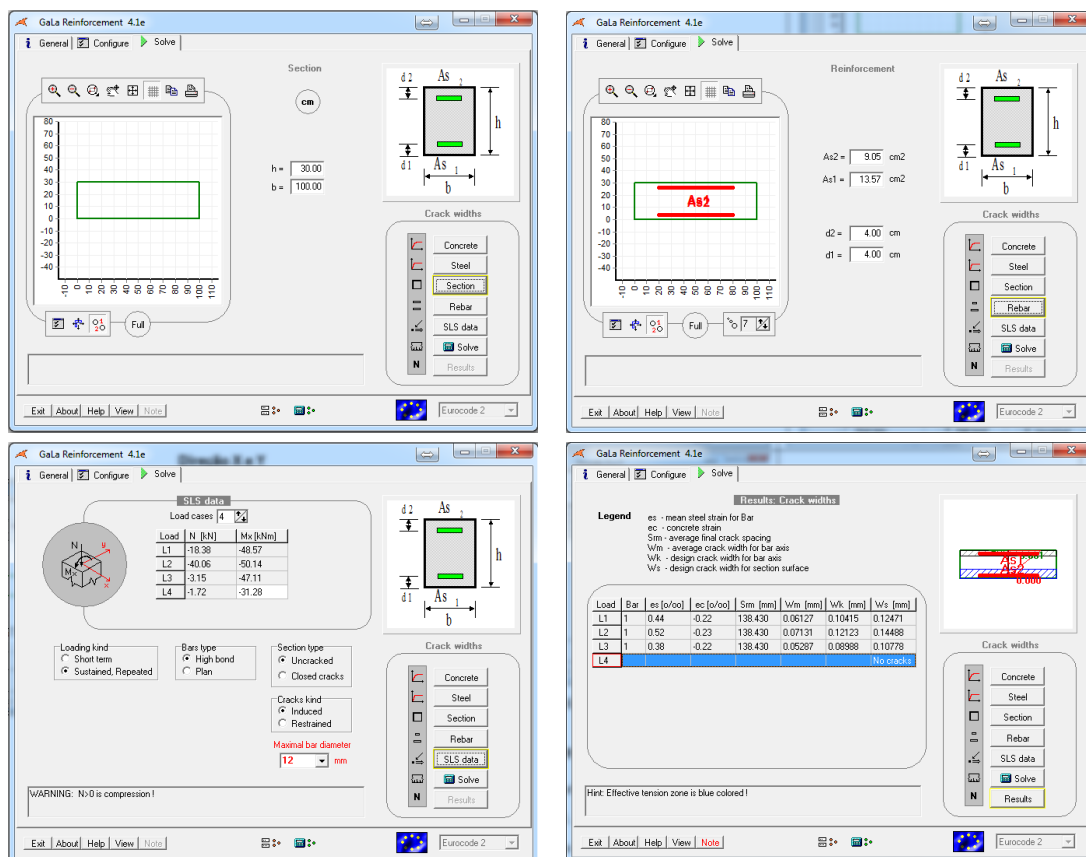


Figura 7.34 - Verificação de segurança da face inferior da laje de fundo nas zonas reforçadas (E.L.S.).

**iii. Deformação**

Na verificação da deformação admite-se uma deformação total a tempo infinito, com um limite máximo de 15mm ou  $L/400$ . A verificação foi realizada para a envolvente de combinações de estados limite de utilização. Na Figura 7.35 apresenta-se a deformação da laje de fundação para as condições de serviço.

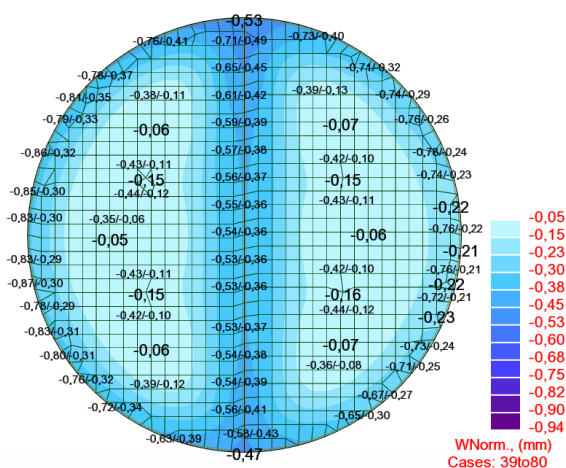


Figura 7.35 – Deformação da laje de fundação.

Verifica-se uma deformação instantânea de cerca de 1mm, resultando nas seguintes verificações.

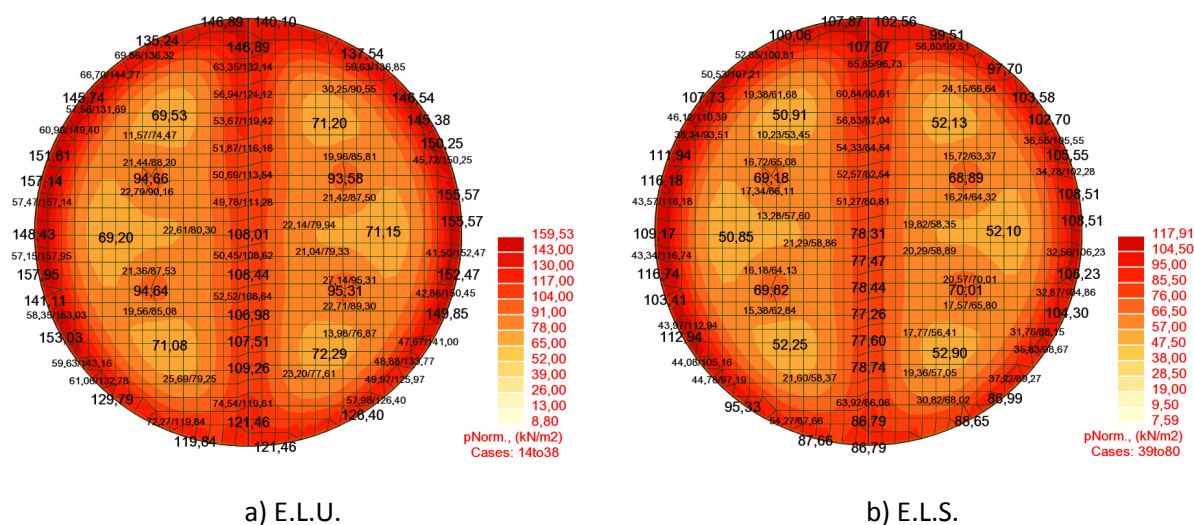
$$\begin{aligned}\Delta v_{elástica} &= 0,936\text{mm} \\ \Delta v_{t.infinito} &= 0,936 \times 3,0 = 2,81\text{mm} \\ \Delta v_{máx} &= 2,81\text{mm} < 15\text{mm} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

Fica assim verificada a segurança da solução de armadura adotada, relativamente às exigências do EC2, sendo que as plantas de armaduras se encontram nas respetivas peças desenhadas, no Anexo II.

Em seguida serão verificadas as tensões no solo de fundação.

#### 7.7.2.4 Tensão no solo de fundação

A constatação de que a tensão atuante no solo é inferior à tensão admissível, é importante para garantir a integridade do solo e da estrutura do reservatório. Na Figura 7.36 apresentam-se os mapas da tensão no solo, para ambos os estados limite, últimos e de utilização.



$$\sigma_{cálculo} = 159,53\text{kPa} < \sigma_{máx} = 210\text{kPa} \rightarrow \text{OK!! (E.L.U.)}$$

$$\sigma_{característica} = 117,91\text{kPa} < \sigma_{adm} = 150\text{kPa} \rightarrow \text{OK!! (E.L.S.)}$$

Verifica-se assim a garantia da segurança da laje de fundação relativamente às tensões no solo, prevendo-se que o órgão, para a totalidade das ações características, admita um assentamento de aproximadamente 7,8mm. Este valor enquadra-se nos parâmetros considerados para a deformabilidade da laje (coeficiente de mola de 15000kN/m³) e no par ação/reação do solo, que permitia um assentamento na ordem dos 10mm.

A solução de armadura de flexão adotada para a laje de fundação foi a descrita em seguida, podendo as plantas de armaduras ser consultadas nas peças desenhadas do Anexo II.

$$As^+ \begin{cases} Dir XX: Geral \rightarrow \phi 12//0,125m (9,05cm^2/m) \\ Dir YY: Geral \rightarrow \phi 12//0,125m (9,05cm^2/m) \end{cases}$$

$$As^- \begin{cases} Dir XX \begin{cases} Geral \rightarrow \phi 12//0,125m (9,05cm^2/m) \\ Reforços \rightarrow \phi 12//0,25m (13,57cm^2/m) \end{cases} \\ Dir YY \begin{cases} Geral \rightarrow \phi 12//0,125m (9,05cm^2/m) \\ Reforços \rightarrow \phi 10//0,25m (13,57cm^2/m) \end{cases} \end{cases}$$

### 7.7.3 Paredes

Também para as paredes do reservatório se recorreu ao *software GaLa Reinforcement*, dando igualmente grande atenção ao controlo da fendilhação para as condições de serviço. A metodologia adotada para o cálculo da armadura das paredes foi idêntica à utilizada no dimensionamento das lajes.

Seguidamente serão apresentadas as verificações de segurança realizadas durante o processo de dimensionamento da parede exterior PR1, que possui uma espessura de 0,25m e uma altura de 5,77m.

#### 7.7.3.1 Retração

As tensões de tração provocadas pelo efeito da retração na parede exterior podem ser analisadas na Figura 7.37, juntamente com o esquema de deformação provocada pela mesma.

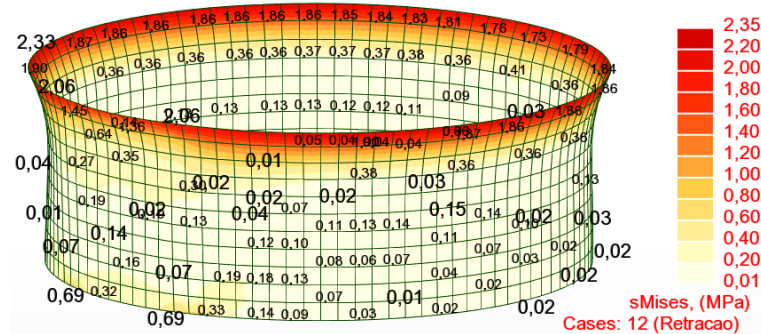


Figura 7.37 – Tensões de tração devidas ao efeito da retração.

Verifica-se que as maiores trações se encontram localizadas na zona superior da parede, o que pode ser explicado pelo facto de a laje de cobertura juntamente com a platibanda, devido à sua rigidez, impedirem de certa forma o efeito de contração da parede, criando uma zona mais solicitada. No entanto é possível constatar que as tensões de tração mais elevadas são de 2,35MPa e como tal inferiores aos 2,9MPa de  $f_{ctm}$ , não resultando na fendilhação da secção.



### 7.7.3.2 Verificação de segurança E.L.U.

O dimensionamento da armadura de flexão e corte, em caso de necessidade de tal, foi realizado de acordo com as exigências patentes no EC2 e seguidamente expostas. A armadura mínima de flexão a dispor numa secção sujeita à flexão, é dada por:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{aligned} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d &= 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,21 = 3,17 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \times b \times d &= 0,0013 \times 1,0 \times 0,21 = 2,73 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned} \right.$$

Posteriormente serão apresentadas as verificações para a parede PR1, sendo que as armaduras de flexão adotadas terão que cumprir o valor mínimo de 3,17cm<sup>2</sup>/m.

#### i. Flexão composta - Armadura face exterior e interior

Seguidamente apresentam-se os esforços (Figura 7.38 e Figura 7.39) e verificações de segurança da parede referida, para as combinações de estados limite últimos.

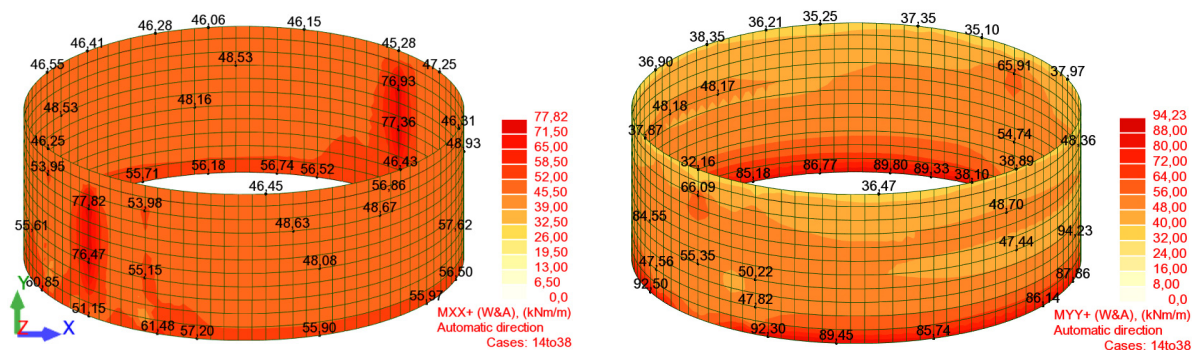


Figura 7.38 - Diagramas de momentos flectores da face exterior da parede (E.L.U.).

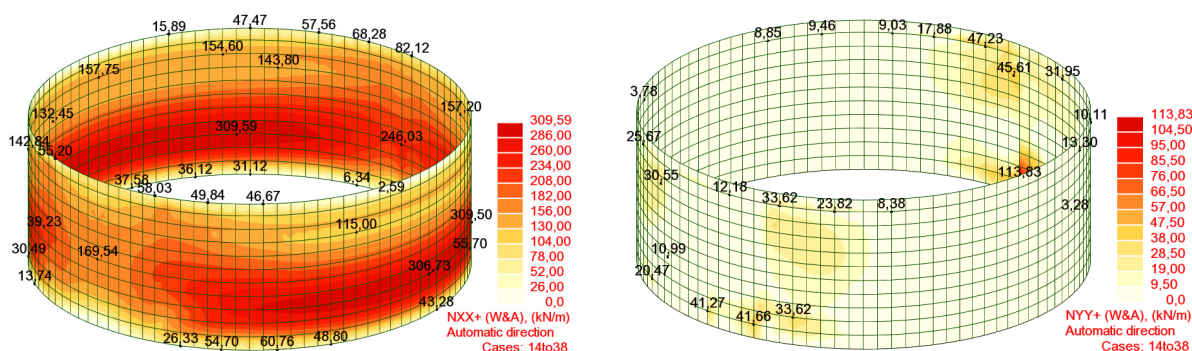
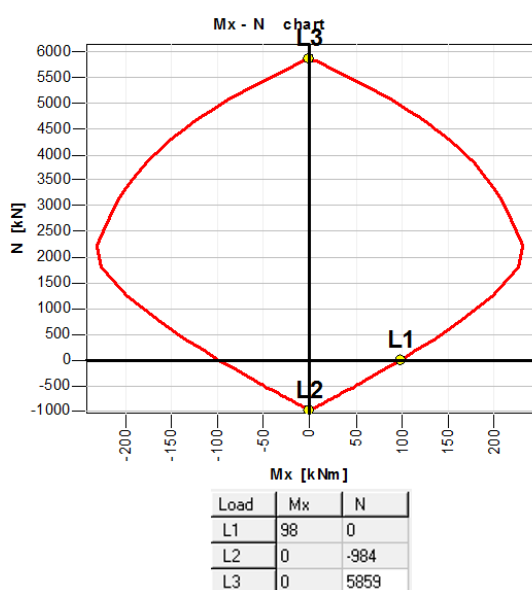


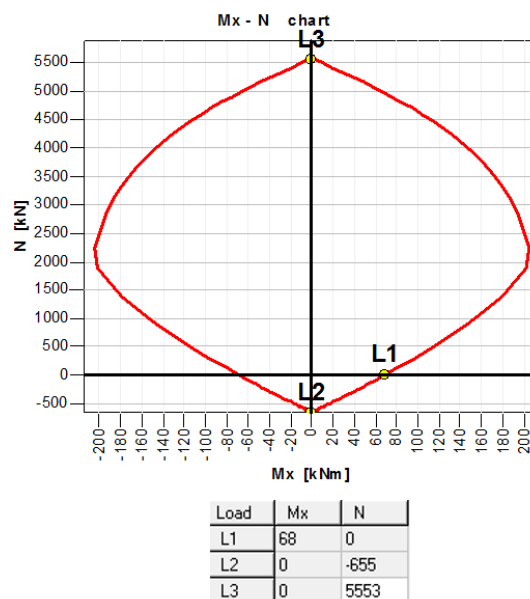
Figura 7.39 - Diagramas de esforços de tração na parede (E.L.U.).

Verificados os esforços acima, a solução adotada para a face exterior da parede, como armadura geral foi de Ø12//0,15m na direção vertical e Ø12//0,10m na horizontal, cujas capacidades resistentes se

encontram demonstradas na Figura 7.40. Assim, apenas será necessário dimensionar armadura de reforço para as zonas onde essa capacidade resistente seja excedida, tendo em consideração a interação de esforços.



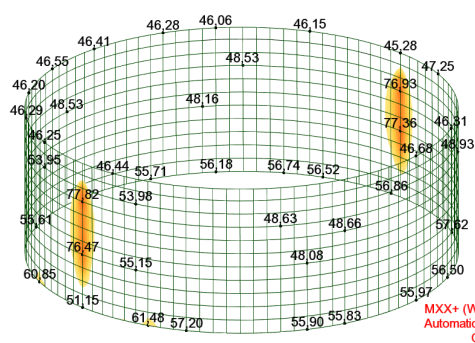
a) Armadura horizontal



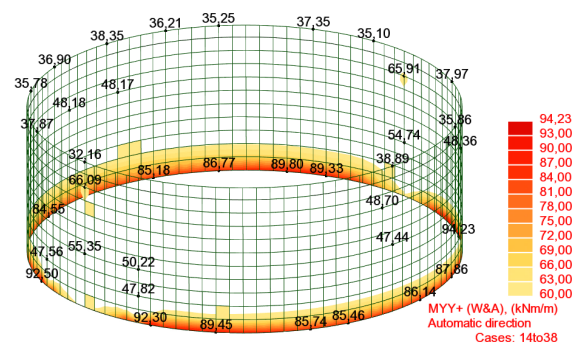
b) Armadura vertical

Figura 7.40 - Capacidade resistente da secção com armadura geral.

De acordo com a Figura 7.40, verifica-se que a armadura horizontal possui um momento fletor resistente de  $M_{Rd}=98\text{kN.m/m}$  e resistência à tração de  $984\text{kN/m}$ , sem interação de esforços. Relativamente à armadura de flexão vertical, esta apresenta um valor de  $M_{Rd}=68\text{kN.m/m}$  e resistência à tração na ordem dos  $655\text{kN/m}$ . Atendendo a estes valores de resistência e analisando a interação dos esforços atuantes, optou-se por considerar a necessidade de reforço acima dos  $60\text{kN.m/m}$  na armadura vertical e  $58\text{kN.m/m}$  para a armadura horizontal. Na Figura 7.41 podem ser consultadas as zonas com esforços superiores aos mencionados anteriormente, ou seja, onde será necessário prever armadura de reforço.



a) Direção horizontal



b) Direção vertical

Figura 7.41 - Zonas onde o momento fletor resistente da armadura geral é excedido.

De acordo com a Figura 7.41, denota-se a necessidade de reforçar a armadura vertical na zona inferior da parede, sendo que em relação à armadura horizontal será necessário reforçar a zona de ligação da parede exterior com a parede divisória.

Por motivos construtivos e opções de projeto procurou-se que a solução de armadura da face interior fosse igual à adotada para a face exterior, apesar de ser expectável que a face interior da parede tenha solicitações ligeiramente inferiores. Os esforços para a face interior da parede encontram-se apresentados na Figura 7.42.

A verificação de segurança, para a face exterior da parede, aos estados limite últimos encontra-se apresentada na Figura 7.43 e na Figura 7.44. Esta foi realizada nas zonas mais condicionantes da interação de esforços, e evitando utilizar valores de pico.

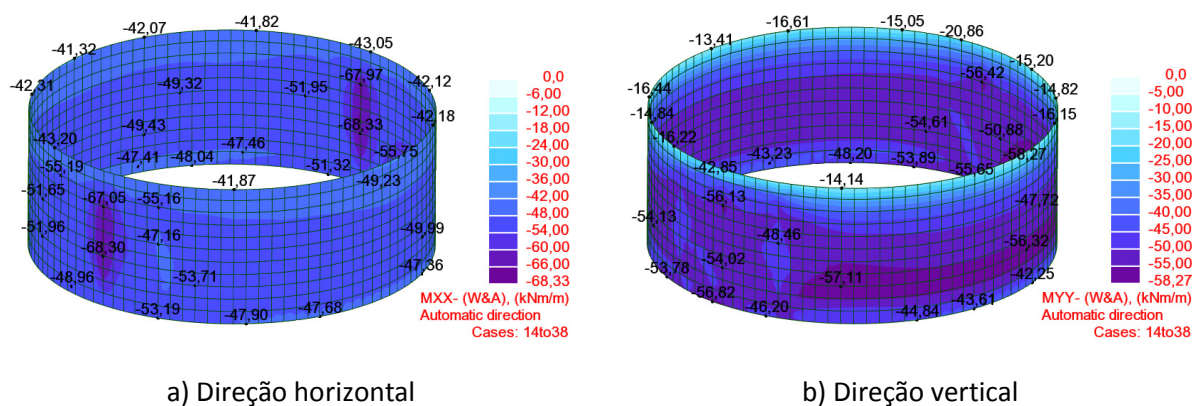


Figura 7.42 - Diagramas de momentos fletores da face interior da parede (E.L.U.).



### Direção Horizontal

**Armadura Corrente Face Exterior  $\varnothing 12//0,10$  (11,31cm<sup>2</sup>/m)**

**Armadura Corrente Face Interior  $\varnothing 12//0,10$  (11,31cm<sup>2</sup>/m)**

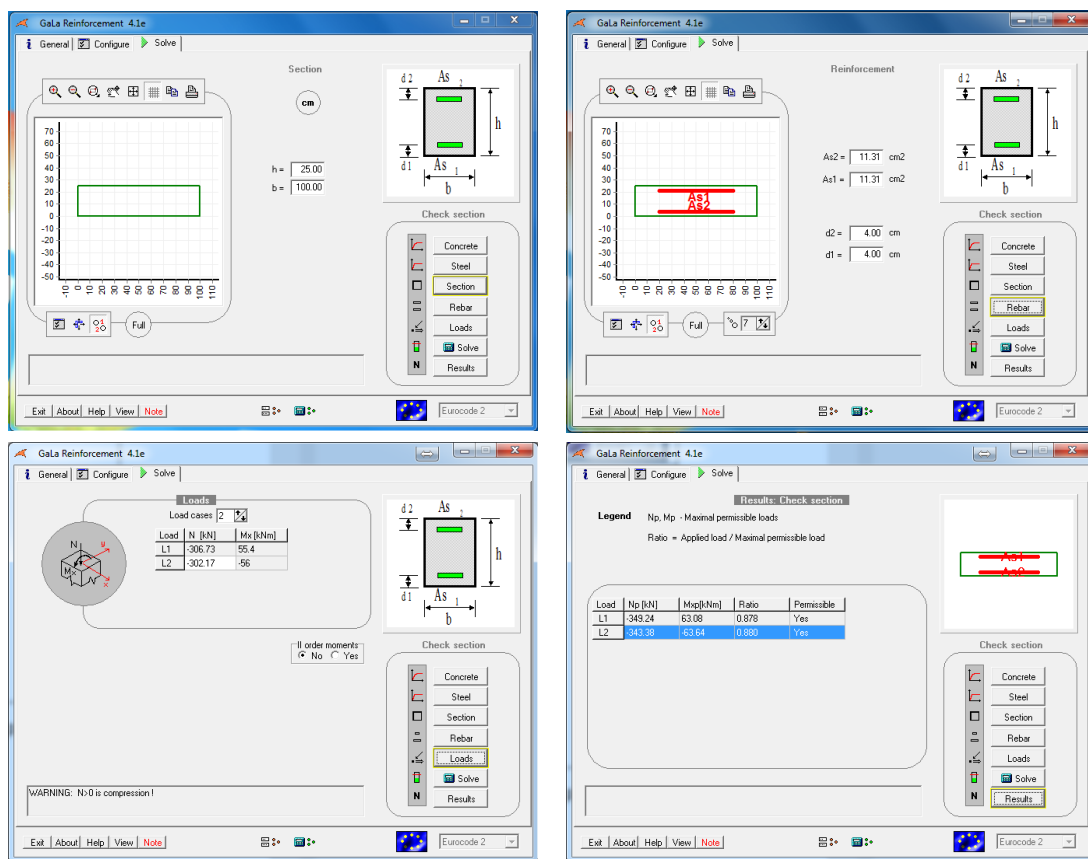


Figura 7.43 - Verificação de segurança da armadura horizontal da face exterior da parede (E.L.U.).

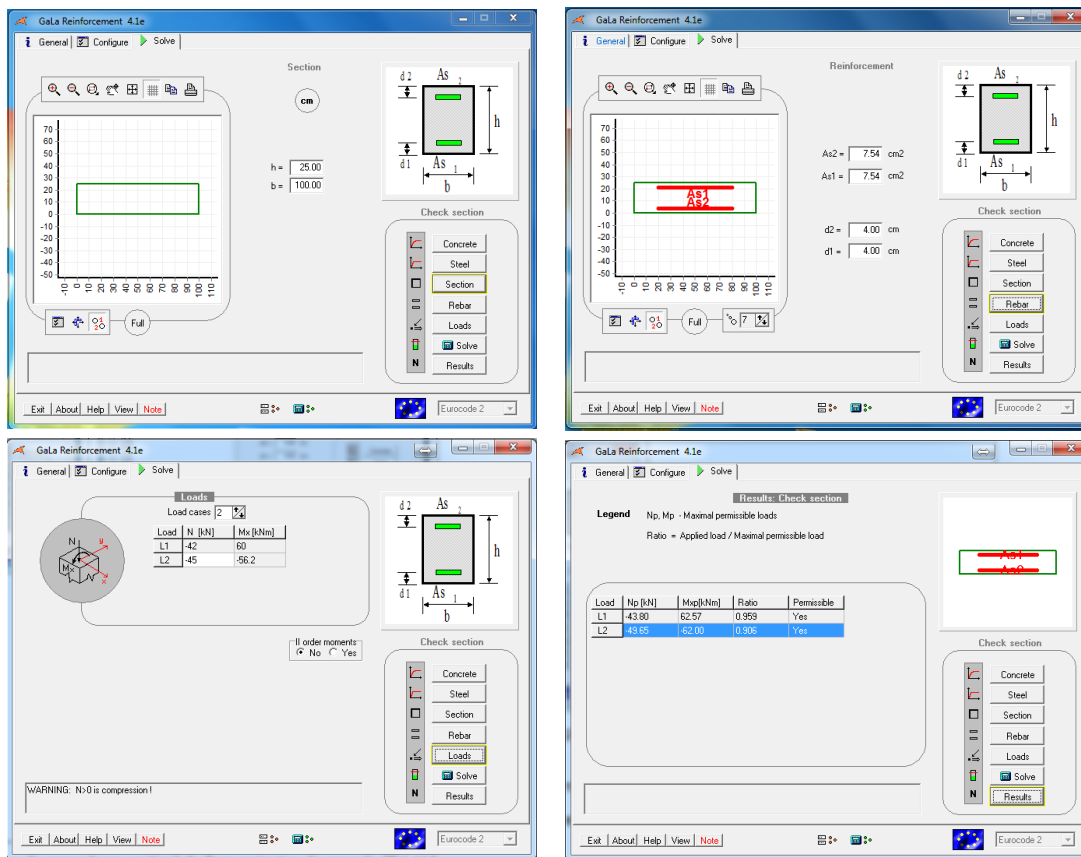
**Direção Vertical****Armadura Corrente Face Exterior  $\varnothing 12//0,15$  ( $7,54\text{cm}^2/\text{m}$ )****Armadura Corrente Face Interior  $\varnothing 12//0,15$  ( $7,54\text{cm}^2/\text{m}$ )**

Figura 7.44 - Verificação de segurança da armadura vertical da face exterior da parede (E.L.U.).

Fica assim verificada a segurança da armadura geral da parede, sendo apresentadas na Figura 7.45 as verificações de segurança para as zonas reforçadas.

### Direção Horizontal

**Armadura de Reforço Face Exterior  $\emptyset 12//0,10 + \emptyset 10//0,30$  (13,93cm<sup>2</sup>/m)**

**Armadura de Reforço Face Interior  $\emptyset 12//0,10 + \emptyset 10//0,30$  (13,93cm<sup>2</sup>/m)**

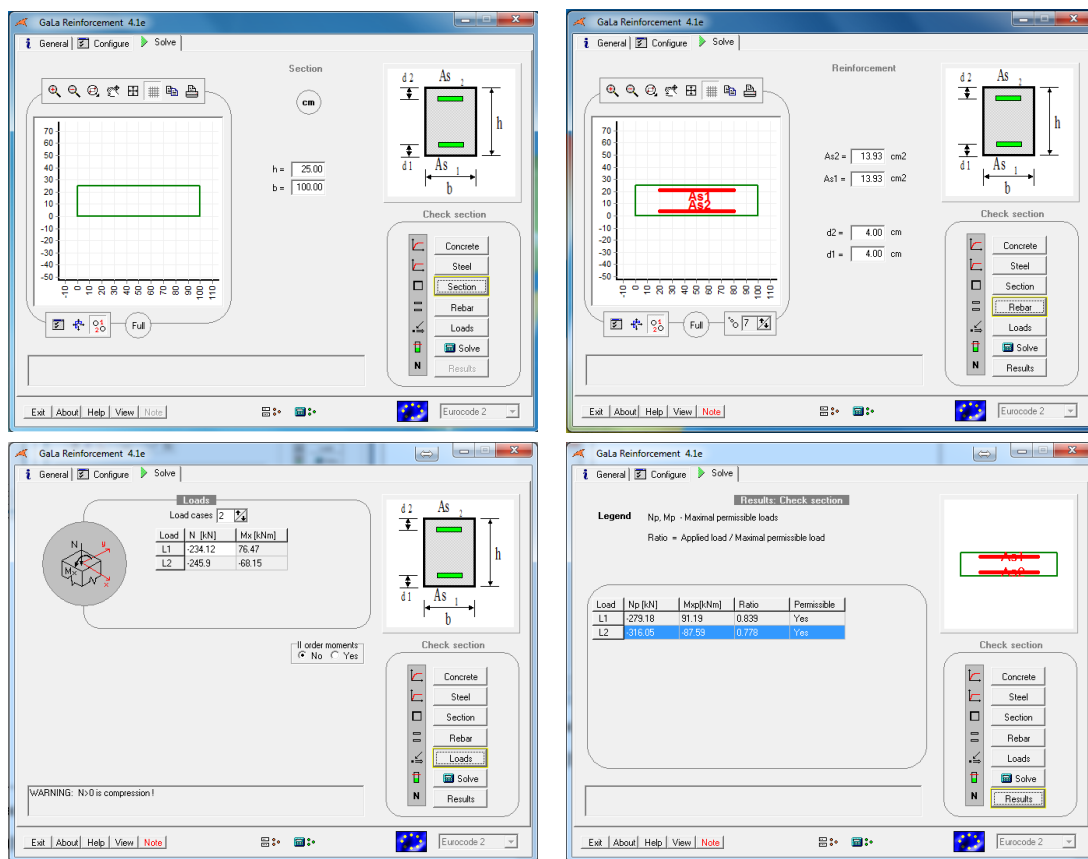


Figura 7.45 - Verificação de segurança da armadura horizontal de reforço da face exterior da parede (E.L.U.).

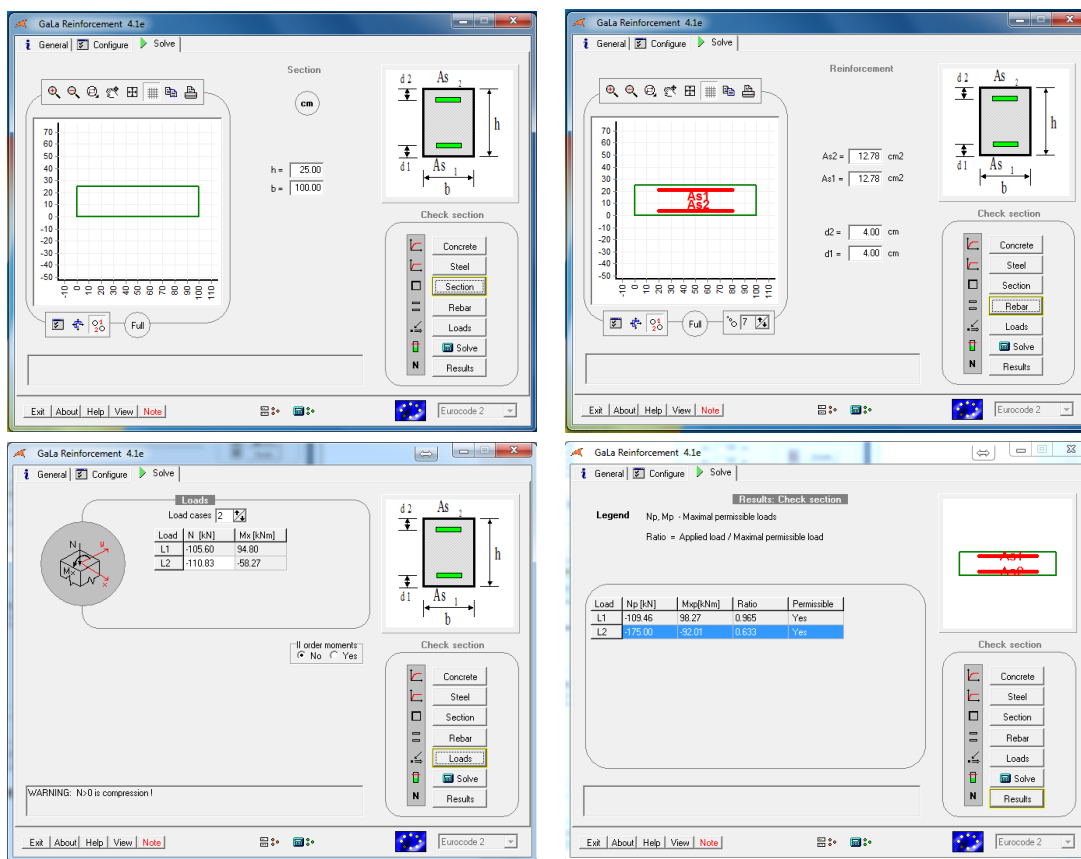
**Direção Vertical****Armadura de Reforço Face Exterior  $\varnothing 12//0,15 + \varnothing 10//0,15$  ( $12,78\text{cm}^2/\text{m}$ )****Armadura de Reforço Face Interior  $\varnothing 12//0,15 + \varnothing 10//0,15$  ( $12,78\text{cm}^2/\text{m}$ )**

Figura 7.46 - Verificação de segurança da armadura vertical de reforço da face exterior da parede (E.L.U.).

**ii. Esforço transverso**

Após a verificação dos esforços de flexão na parede, foram verificados os esforços de corte (Figura 7.47) embora não se espere que sejam significativos.

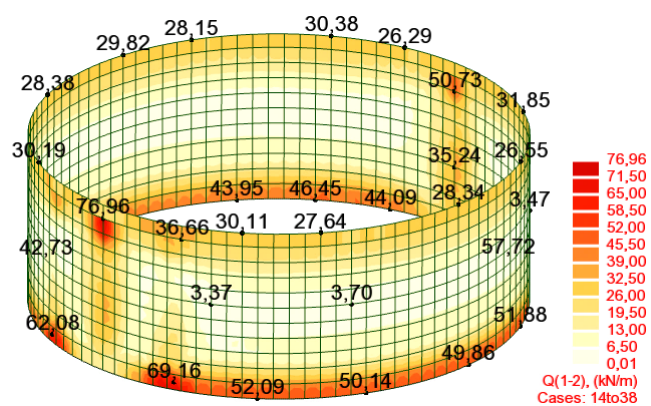


Figura 7.47 – Esforços de corte na parede exterior.

Como esperado, e pela análise da Figura 7.47, os esforços de corte na parede não são muito elevados. A verificação de segurança ao esforço transversal para estados limite últimos pode ser vista na Figura 7.48.

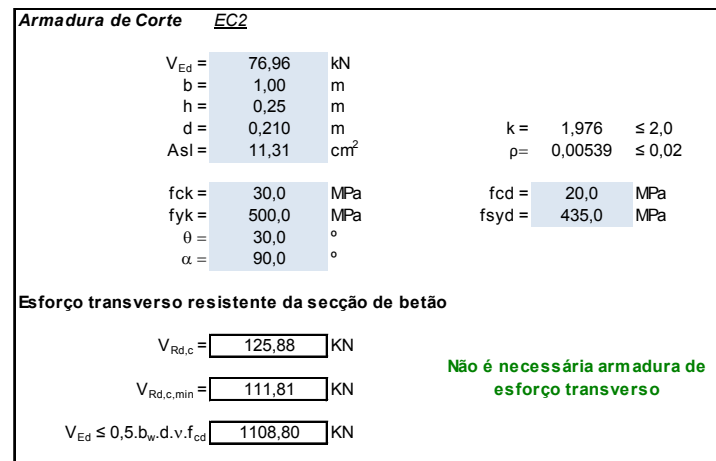


Figura 7.48 - Verificação ao corte da laje de fundação.

Verifica-se não haver necessidade de dimensionar armadura de esforço transversal, uma vez que o valor de  $V_{Rd,c}$  não é excedido.

A seguir será abordada a verificação de segurança da parede exterior do reservatório aos estados limite de serviço.

### 7.7.3.3 Verificação de segurança E.L.S.

Para o controlar o limite da abertura de fendas ( $W_k$ ) de 0,20mm, foi verificado o cumprimento deste limite para as armaduras interiores e exteriores.

#### i. Fendilhação - Armadura exterior e interior

Na Figura 7.49 até à Figura 7.51 apresentam-se os esforços da parede exterior, para as combinações de estado limite de serviço.

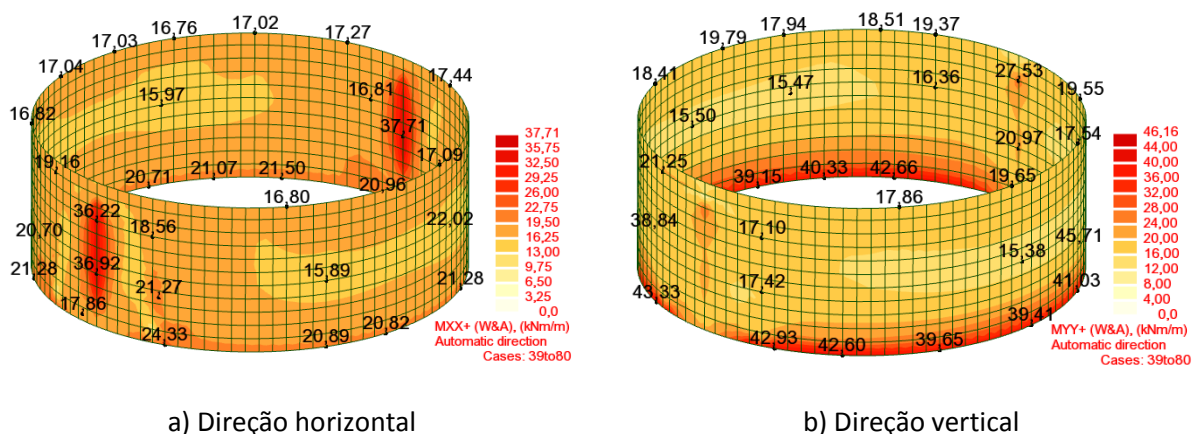


Figura 7.49 - Diagramas de momentos fletores da face exterior da parede (E.L.S.).

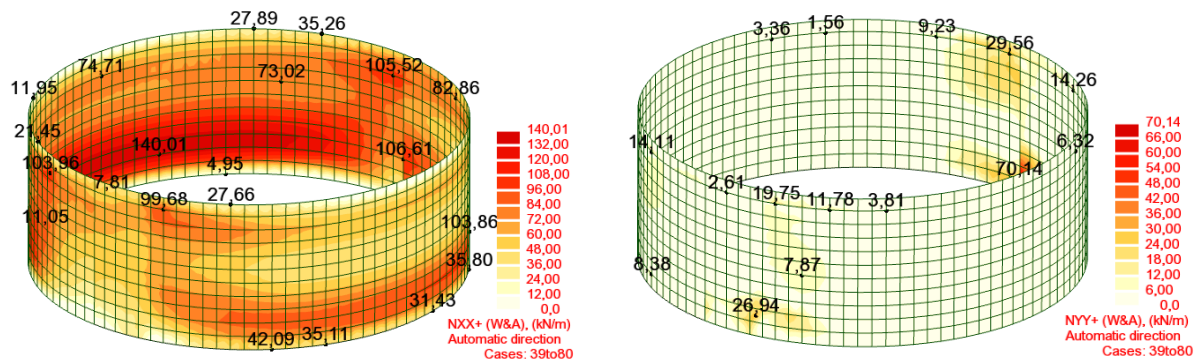


Figura 7.50 - Diagramas de esforços de tração na parede (E.L.S.).

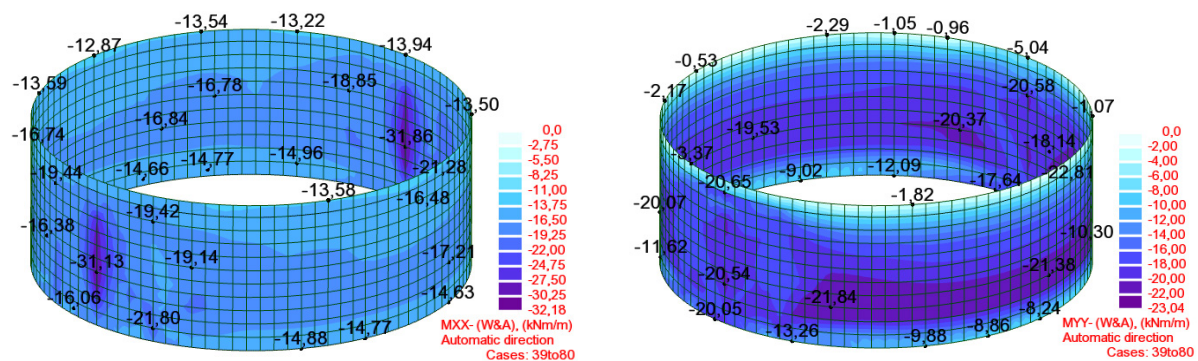


Figura 7.51 - Diagramas de momentos fletores da face interior da parede (E.L.S.).

A verificação de segurança de ambas as faces da parede, aos estados limite de serviço, encontra-se apresentada na Figura 7.52 até à Figura 7.55. Esta verificação foi feita para a envolvente de esforços e tendo em consideração a interação entre os esforços de flexão e de tração.

### Direção Horizontal

**Armadura Corrente Face Exterior  $\emptyset 12//0,10$  (11,31cm<sup>2</sup>/m)**

**Armadura Corrente Face Interior  $\emptyset 12//0,10$  (11,31cm<sup>2</sup>/m)**

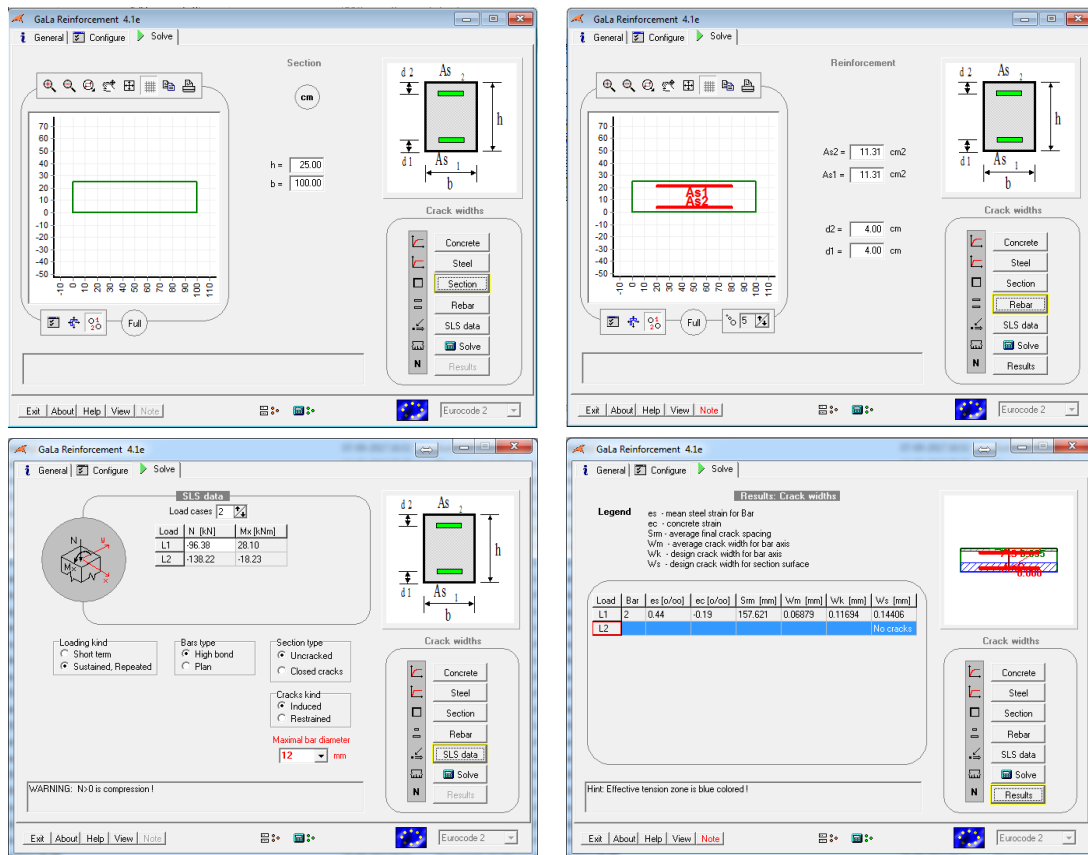


Figura 7.52 - Verificação de segurança da armadura horizontal da parede (E.L.S.).

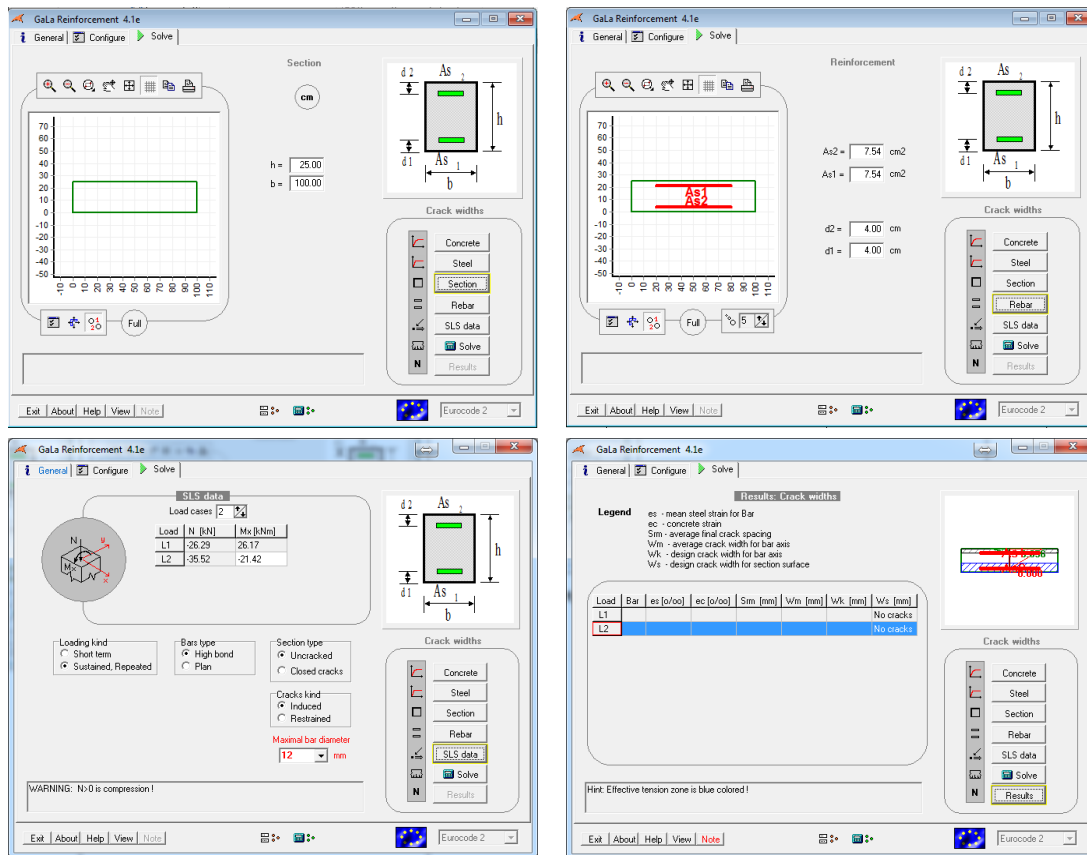
**Direção Vertical****Armadura Corrente Face Exterior  $\varnothing 12//0,15$  (7,54cm<sup>2</sup>/m)****Armadura Corrente Face Interior  $\varnothing 12//0,15$  (7,54cm<sup>2</sup>/m)**

Figura 7.53 - Verificação de segurança da armadura vertical da parede (E.L.S.).



### Direção Horizontal

**Armadura de Reforço Face Exterior  $\emptyset 12//0,10 + \emptyset 10//0,30$  ( $13,93\text{cm}^2/\text{m}$ )**

**Armadura de Reforço Face Interior  $\emptyset 12//0,10 + \emptyset 10//0,30$  ( $13,93\text{cm}^2/\text{m}$ )**

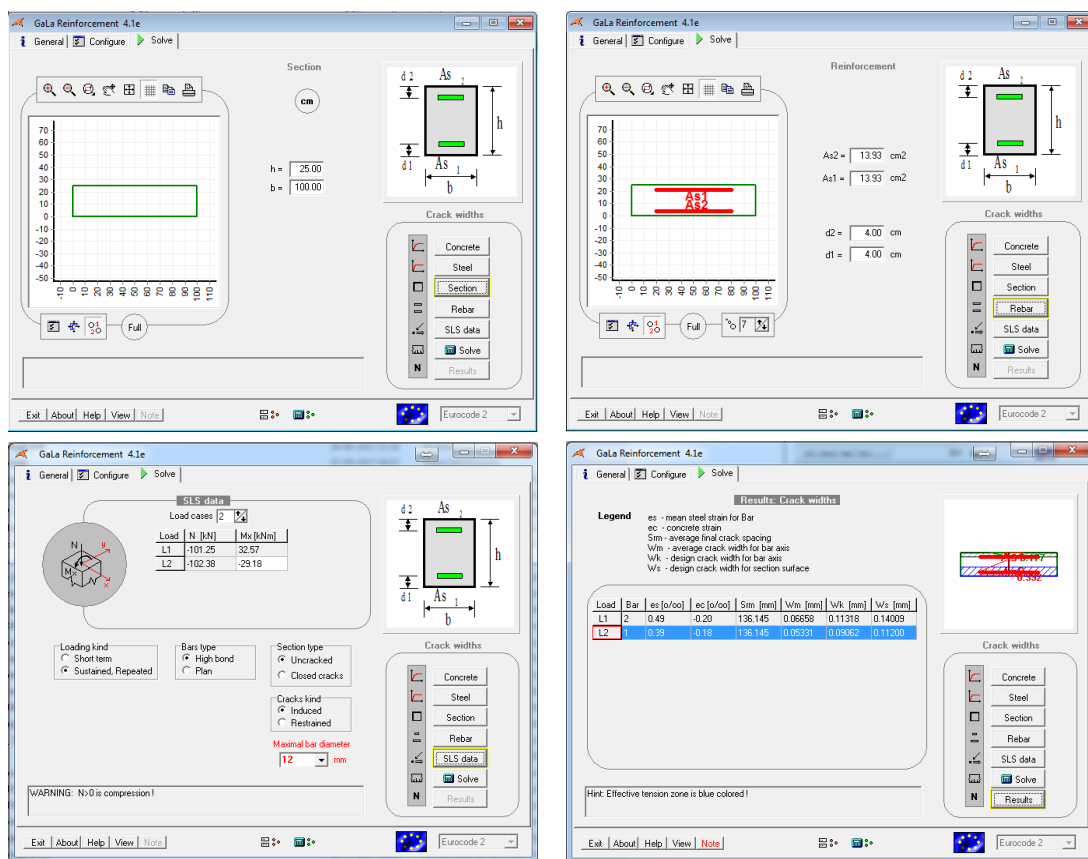


Figura 7.54 - Verificação de segurança da armadura horizontal de reforço da parede (E.L.S.).

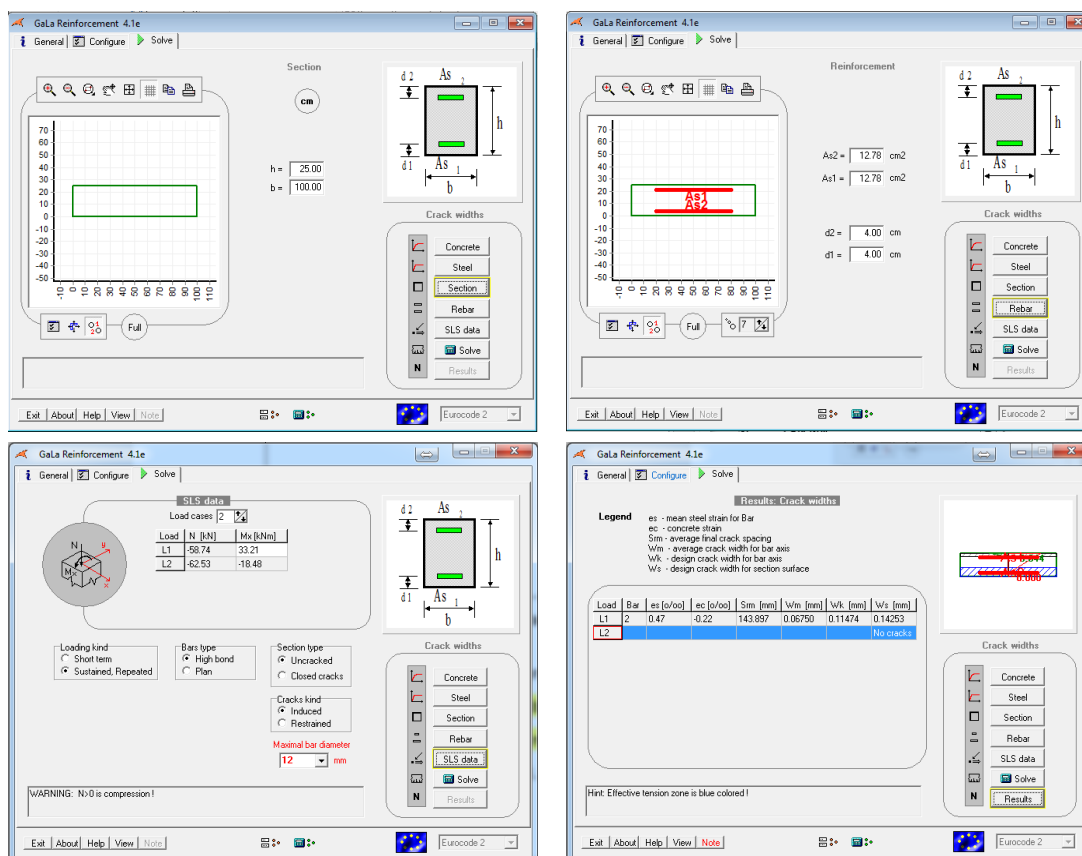
**Direção Vertical****Armadura de Reforço Face Exterior  $\emptyset 12//0,15 + \emptyset 10//0,15$  ( $12,78\text{cm}^2/\text{m}$ )****Armadura de Reforço Face Interior  $\emptyset 12//0,15 + \emptyset 10//0,15$  ( $12,78\text{cm}^2/\text{m}$ )**

Figura 7.55 - Verificação de segurança da armadura vertical de reforço da parede (E.L.S.).

De acordo com as figuras anteriores, a segurança da solução de armadura adotada para a parede exterior do reservatório fica verificada, sendo que a abertura de fendas máxima foi de sensivelmente 0,14mm, portanto inferior aos 0,15mm impostos como limite. As plantas de armaduras poderão ser consultadas nas respetivas peças desenhadas, no Anexo II.

**ii. Deformação**

Na verificação da deformação admite-se uma deformação total a tempo infinito, com um limite máximo de 15mm ou L/400. A respetiva verificação foi realizada para a envolvente de combinações de estados limite de utilização. Na Figura 7.56 apresenta-se a deformação da parede exterior nas condições de serviço.

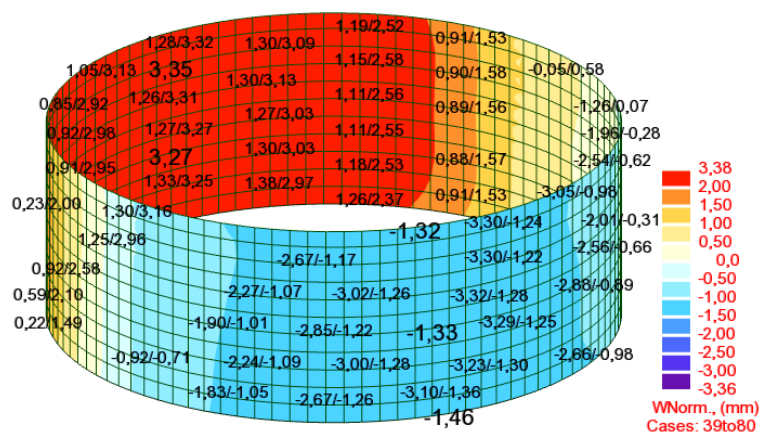


Figura 7.56 - Deformação da parede exterior.

Verifica-se uma deformação instantânea de um valor a rondar os 3,4mm, resultando nas seguintes verificações.

$$\begin{aligned}\Delta v_{elástica} &= 3,38 - 0,83 = 2,55\text{mm} \\ \Delta v_{t.infinito} &= 2,55 \times 3,0 = 7,65\text{mm} \\ \Delta v_{máx} &= 7,65\text{mm} < \frac{5,77}{400} = 14,42\text{mm} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

Fica assim verificada a segurança da parede exterior PR1 relativamente às exigências do EC2. A solução de armadura de flexão adotada para a parede exterior foi a descrita no esquema seguinte, sendo que as plantas de armaduras se encontram nas respetivas peças desenhadas no Anexo II.

$$\begin{aligned}As^+ &\begin{cases} \text{Dir XX: } \begin{cases} \text{Geral} \rightarrow \phi 12//0,10\text{m} (11,31\text{cm}^2/\text{m}) \\ \text{Reforços} \rightarrow \phi 10//0,30\text{m} (13,93\text{cm}^2/\text{m}) \end{cases} \\ \text{Dir YY: } \begin{cases} \text{Geral} \rightarrow \phi 12//0,15\text{m} (7,54\text{cm}^2/\text{m}) \\ \text{Reforços} \rightarrow \phi 10//0,15\text{m} (12,78\text{cm}^2/\text{m}) \end{cases} \end{cases} \\ As^+ &\begin{cases} \text{Dir XX: } \begin{cases} \text{Geral} \rightarrow \phi 12//0,10\text{m} (11,31\text{cm}^2/\text{m}) \\ \text{Reforços} \rightarrow \phi 10//0,30\text{m} (13,93\text{cm}^2/\text{m}) \end{cases} \\ \text{Dir YY: } \begin{cases} \text{Geral} \rightarrow \phi 12//0,15\text{m} (7,54\text{cm}^2/\text{m}) \\ \text{Reforços} \rightarrow \phi 10//0,15\text{m} (12,78\text{cm}^2/\text{m}) \end{cases} \end{cases}\end{aligned}$$



## CAPÍTULO 8

### CONSIDERAÇÕES FINAIS

#### 8.1 CONCLUSÕES

Durante o decurso do estágio curricular na empresa CCAD, foi possível vivenciar alguns aspetos da engenharia civil que a formação académica não consegue transmitir. Foi um percurso com uma vasta interiorização de informação aos mais diversos níveis, desde a elaboração de projetos e suas questões técnicas, às vertentes humanas do trabalho em equipa e capacidade de gestão do trabalho.

Foi sem dúvida enriquecedor a nível técnico na vertente prática uma vez que permitiu aplicar e consolidar diversos conceitos lecionados ao longo do percurso académico, sendo que, foram também aprendidos outros conceitos. Este período de 6 meses de trabalho em ambiente de gabinete de projeto permitiu estabelecer uma comparação entre aspetos teóricos e práticos, na medida em que, nesta área, nem sempre tudo é claro e direto sendo muitas vezes necessário tomar decisões em conformidade com as situações. Com isto aprimorou-se a capacidade de analisar as situações e tomar as decisões adequadas, sem nunca pôr de parte a noção de responsabilidade inerente à execução de um projeto estrutural.

Desenvolver e participar em diversos projetos distintos foi uma mais-valia imensa, pois permitiu abordar e vivenciar o dimensionamento e análise estrutural de diversos tipos de estruturas. A elaboração e participação em diversos projetos requeridos pela SONAE, revelaram-se bastante diversificados e permitiram a abordagem de inúmeras questões relativas à instabilidade de elementos metálicos, resistência aos estados limite do betão armado, e ainda vários aspetos construtivos e exigências técnicas por parte de outras especialidades, que exigem que o projeto de estruturas seja um processo dinâmico. A elaboração do projeto estrutural do Reservatório de Água de Francelos transmitiu uma nova sensibilidade e capacidade relativamente aos fenómenos da fendilhação e controlo do mesmo, de acordo com o exposto no EC2.

Destaca-se também a participação em projetos como o Stand/Oficina Jaguar e o Edifício H da ONU, nomeadamente o estudo dinâmico das escadas. O primeiro transmitiu novas perspetivas relativamente à versatilidade de geometrias que os elementos de betão podem ter, bem como a sua capacidade em suportar vãos elevados. O segundo foi uma experiência muito enriquecedora, não só pelas questões

técnicas da análise dinâmica e das vibrações das escadarias, mas também pela breve introdução a projetos internacionais e legislação vigente, concretamente as normas SIA (*Schweizerischer Ingenieur-und Architektenverein*) que vigoram na Suíça, nomeadamente a SIA 261, SIA 262, SIA 265, relativas às ações em estruturas, estruturas de betão armado e estruturas de madeira, respetivamente, e que de certa forma apresentam semelhanças com os Eurocódigos.

No que diz respeito ao dimensionamento estrutural, foi uma experiência muito enriquecedora também pela vertente do cálculo de ações, não só para ganhar maior sensibilidade às suas magnitudes como também às diferenças entre os Eurocódigos e o R.S.A. e R.E.B.A.P.

Foi, portanto, uma caminhada que proporcionou uma grande experiência a todos os níveis e que, com certeza, será peça fundamental dos alicerces da vida profissional como engenheiro civil.

## 8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Durante a execução do projeto do Continente Bom Dia da Guarda, verificou-se alguma dificuldade na compatibilização de especialidades, nomeadamente ao nível da estrutura de cobertura. Este facto deveu-se à elevada quantidade de condutas que são instaladas (eletricidade, AVAC, instalações, etc.) junto da mesma e que, diversas vezes, têm que atravessar os elementos estruturais, nomeadamente madres e asnas metálicas. Esta situação leva, por vezes, à alteração da disposição dos montantes e/ou diagonais, o que pode levar à alteração do comportamento integral de treliça, tornando o dimensionamento mais exigente e dispendioso.

Sugere-se então um estudo sobre o dimensionamento de vigas metálicas alveolares, que permitem a passagem de condutas através das aberturas na alma. O objetivo desta proposta passa por criar uma folha de cálculo para a verificação de segurança das mesmas e explorar os de cálculo disponível para o estudo deste tipo de elementos.

Estas vigas permitem ganhos consideráveis a nível de altura (cerca de 50%), rigidez, deformação e peso, face aos perfis de secção cheia. Contudo, além de serem mais dispendiosas, apresentam também desvantagens induzidas principalmente pelas aberturas na alma, que tornam estas vigas suscetíveis a diferentes modos de rotura, pelo que obrigam a adotar métodos de análise diferentes dos usuais para perfis metálicos de secção cheia.

A experiência adquirida ao longo deste período, através da aplicação prática dos conceitos aprendidos durante o percurso académico, permitirá também desenvolver outras propostas com maior confiança e capacidade crítica.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Autodesk® AutoCAD® [Em linha]. [Consult. 27 abril 2017]. Disponível em: <https://www.autodesk.pt/products/autocad/overview>
- [2] Autodesk® Robot™ Structural Analysis [Em linha]. [Consult. 27 abril 2017]. Disponível em: <https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview>
- [3] Almeida, Alexandra Barros – Projeto de estruturas de um edifício. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2015. Tese de mestrado.
- [4] Almeida, Pedro Miguel – Dimensionamento de estruturas metálicas segundo o Eurocódigo 3. Porto: Universidade Fernando Pessoa, 2012. Tese de mestrado.
- [5] Appleton, Júlio; Costa, António. 2002 – Estruturas de betão I: Parte II – Materiais. Apontamentos da disciplina de Estruturas de betão I. Lisboa: Instituto Superior Técnico
- [6] CCAD – Serviços de Engenharia, Lda [Em linha]. [Consult. 7 maio 2017]. Disponível em <http://www.ccad.pt/>
- [7] Deaton, James B. – A Finite Element Approach to Reinforced Concrete Slab Design. Georgia: School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2005. Master Thesis.
- [8] Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de maio. Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes (2000).
- [9] Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de julho. Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado (1983).
- [10] GaLa Reinforcement [Em linha]. [Consult. 29 abril 2017]. Disponível em: <http://www.alashki.com/software.htm>
- [11] Fernandes, Mariana Novais – Projetos de estabilidade e fundações. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2014. Tese de mestrado.
- [12] Figueiras, Joaquim. 1997 – Verificação aos estados limites de utilização. Apontamentos da disciplina de Betão Armado 2. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- [13] LNEC E464. 2007, Betões – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais. Lisboa: LNEC.
- [14] Meneses, Miguel Bacelar – Análise e dimensionamento estrutural de um reservatório cilíndrico em betão armado. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2013. Tese de mestrado.
- [15] NP EN 1990. 2009, Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas. Portugal: IPQ.
- [16] NP EN 1991-1-1. 2009, Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Portugal: IPQ.
- [17] NP EN 1992-1-1. 2010, Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Portugal: IPQ.
- [18] NP EN 1993-1-1. 2010, Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Portugal: IPQ.
- [19] NP EN 1997-1. 2010, Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais. Portugal: IPQ
- [20] NP EN 1998-1. 2010, Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Portugal: IPQ.
- [21] NP EN 206-1. 2007, Betão – Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade. Portugal: IPQ.
- [22] Ramos, João Miguel – Análise e Dimensionamento de Reservatórios Semi-Enterrados Circulares de Betão Armado Pré-Esforçado. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010. Tese de mestrado.
- [23] Ribeiro, Rui Filipe – Modelação e dimensionamento de estruturas. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2015. Tese de mestrado.
- [24] Rocha, Patrício. 2015 - Estruturas de betão armado; Apontamentos da disciplina de Estruturas de betão armado 1 e 2. Viana do Castelo: Instituto Politécnico de Viana do Castelo.
- [25] Simões, P ; Fernandes, C ; Varum, H - Análise comparativa da quantificação da ação da neve de acordo com o RSA, a norma espanhola NBE e o EC1. Repositório institucional da Universidade de Aveiro [Em linha]. [Consult. 11 de maio 2017]. Disponível em: <http://ria.ua.pt/handle/10773/6263>
- [26] Simões, Rui A.D. – Dimensionamento de estruturas metálicas. 3ª Edição. CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2014. ISBN 978-989-95605-9-8.
- [27] Teles, Isabel Alvim. 2016 – Análise estrutural avançada. Apontamentos da disciplina de Análise estrutural avançada. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto.



## **ANEXO I – CONTINENTE BOM DIA**



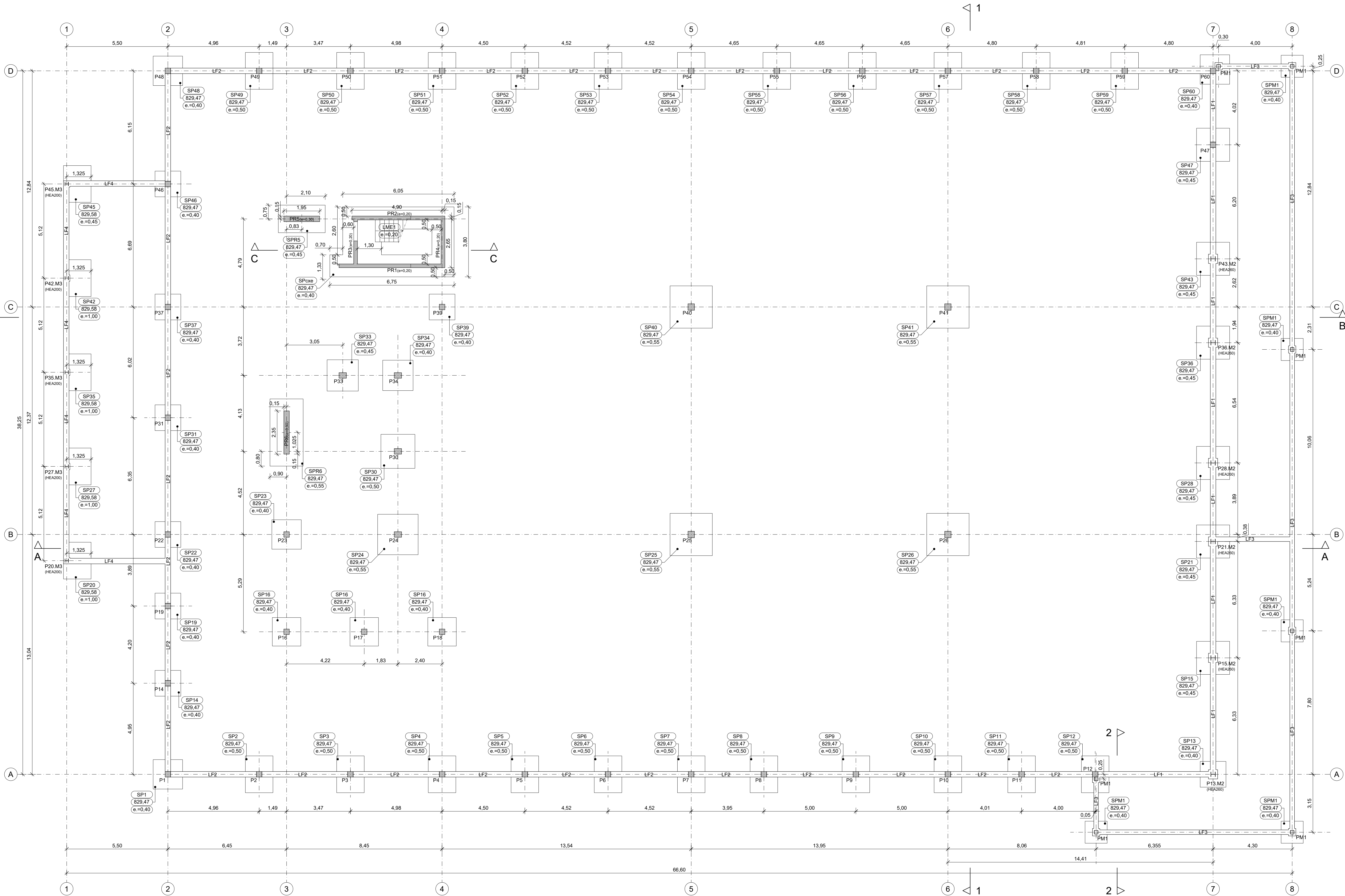
# **Peças Desenhadas**

## Índice Peças Desenhadas

Referência	Designação
17016.00.D.PE.101.00	PLANTA ESTRUTURAL - Fundações
17016.00.D.PE.102.00	PLANTA ESTRUTURAL - Pavimento Térreo
17016.00.D.PE.103.00	PLANTA ESTRUTURAL - Piso 1
17016.00.D.PE.104.00	PLANTA ESTRUTURAL - Cobertura
17016.00.D.PE.105.00	PLANTA ESTRUTURAL - Cobertura do Piso 1
17016.00.D.PE.201.00	CORTES ESTRUTURAIS - A-A, B-B, C-C, 1-1 e 2-2
17016.00.D.PE.301.00	ESTRUTURA BETÃO ARMADO - Planta de armaduras Laje LM1 (Piso 1)
17016.00.D.PE.401.00	ESTRUTURA BETÃO ARMADO - Sapatas, Lintéis, Laje Escada e Consola Curta
17016.00.D.PE.402.00	ESTRUTURA BETÃO ARMADO - Quadro pilares 1
17016.00.D.PE.403.00	ESTRUTURA BETÃO ARMADO - Quadro pilares 2
17016.00.D.PE.404.00	ESTRUTURA BETÃO ARMADO - Quadro pilares 3
17016.00.D.PE.405.00	ESTRUTURA BETÃO ARMADO - Vigas
17016.00.D.PE.406.00	ESTRUTURA BETÃO ARMADO - Pormenores de Amarração Gerais
17016.00.D.PE.501.00	ESTRUTURA METÁLICA - Alçados Asnas 1 a 6
17016.00.D.PE.502.00	ESTRUTURA METÁLICA - Alçados Asnas 7 a 12
17016.00.D.PE.503.00	ESTRUTURA METÁLICA - Alçados Madres 1 a 3, 1.1, 3.1 e 1R a 3R
17016.00.D.PE.504.00	ESTRUTURA METÁLICA - Pormenores de Ligação 1
17016.00.D.PE.505.00	ESTRUTURA METÁLICA - Pormenores de Ligação 2
17016.00.D.PE.506.00	ESTRUTURA METÁLICA - Pormenores de Ligação 3
17016.00.D.PE.509.00	ESTRUTURA METÁLICA - Estrutura de Suporte dos Painéis "Continente"

Planta de Fundações

1:100



- NOTAS:
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 280\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura				Categoria 4, 50 anos (EN 1990)			
Requisitos de inspeção				Classe de Inspeção 1 (NP EN 13670:2011)			
Classe de execução de estruturas metálicas				EXC2 (EN 1090)			
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térmico	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0.40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0.40	22	S3
Lintéis	C25/30	45	-	XC2(P)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe da massa volumica D1,0 (600 kg/m³)	
AÇO							
Elemento	Classe			Norma			
Armadura Ordinária	A500NR			EN 10080			
Rede electrossoldada	A500EL			EN 10080			
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR			EN 10025			
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0			EN 10210-1			
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8			EN 20898-1			

Designação	Detalhes de revisão		Assinatura

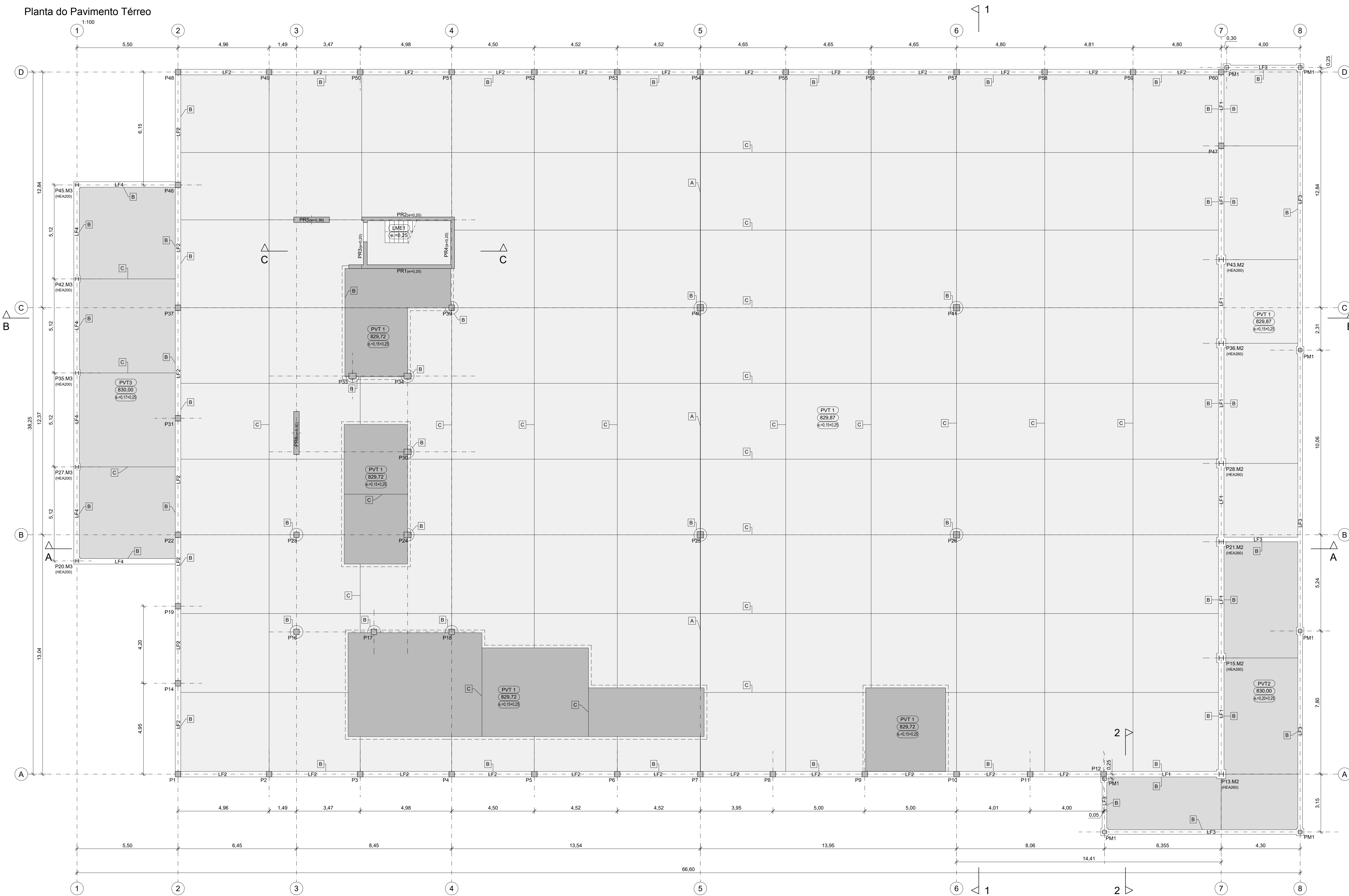
Proj.	26/06/2017	PS/ FA/ VA/ MC/ JE	Obras:	CONTINENTE BOM DIA GUARDA		<div>Proj. Estabilidade</div> <div><b>CCAD</b></div> <div>SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA.</div> <div>Rua da Costa, 111 - 4750-310 Matosinhos, Portugal</div> <div>Tel: +351 22 907 9232 Fax: +351 22 907 9233</div> <div>Web: www.ccad.pt</div>
Des.	26/06/2017	PS/ VA/ MC/ JE		- EXECUÇÃO -		
Copiou	-			SONAE RP		
Visto	26/06/2017	José Leite	Requerente:	Retail Properties S.A		
Obr.						Desenho Nº:
					17016.00.D.PE.101.00	
					Substitui o des. nº	
					Substituído por	

Escalas:	Título:
1:100	PLANTA ESTRUTURAL
	Fundações

NOTA IMPORTANTE:

Os meios de elevação utilizados em obra devem garantir um afastamento mínimo de 10m às linhas de alta tensão presentes no local. Este afastamento deve-se verificar quer horizontal quer vertical.

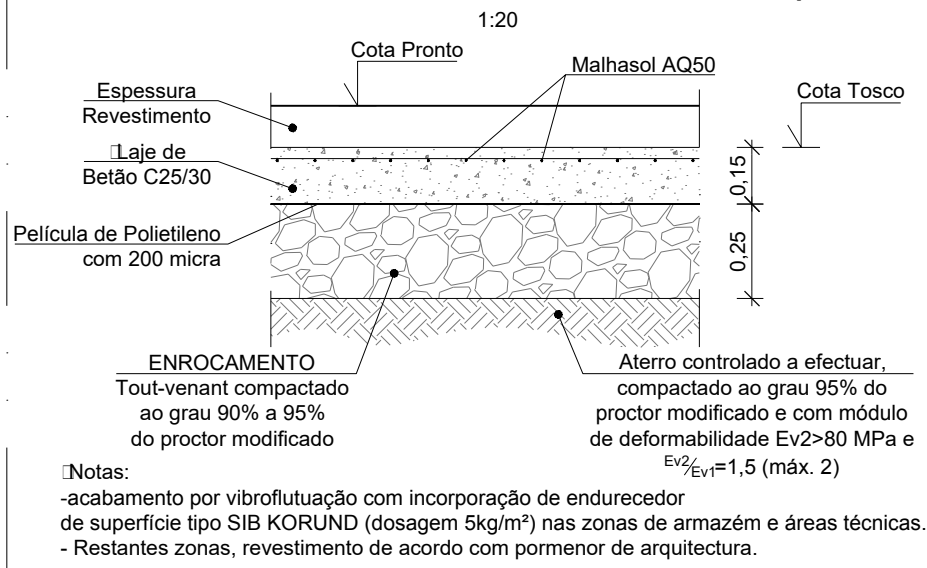
Planta do Pavimento Térreo



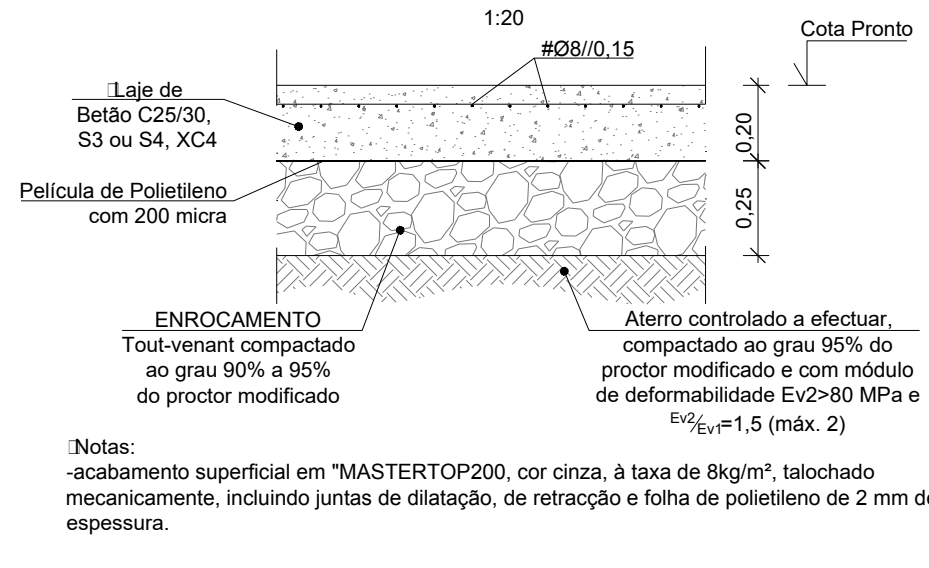
- NOTAS:
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 280\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de Inspeção 1 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térreo	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lintéis	C25/30	45	-	XC2(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	Classes da massa volumica D1,0 (600 kg/m³)	
AÇO							
Elemento		Classe		Norma			
Armadura Ordinária		A500NR		EN 10080			
Rede electrossoldada		A500EL		EN 10080			
Aço estrutural (perfis laminares)		S275 JR		EN 10025			
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)		S275 J0		EN 10210-1			
Parafusos, buchas, porcas e anilhas		8.8		EN 20898-1			

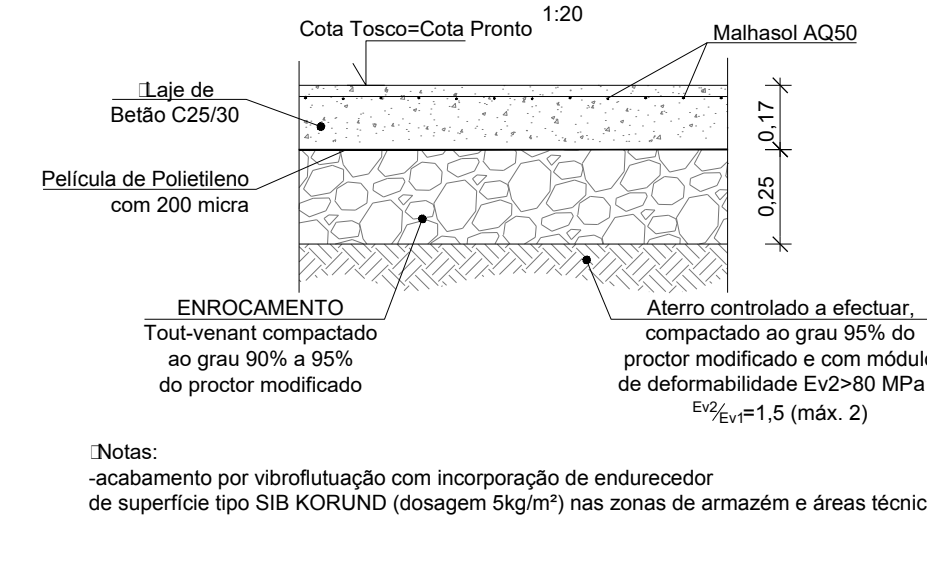
Pavimento Térreo 1 - Pormenor Tipo



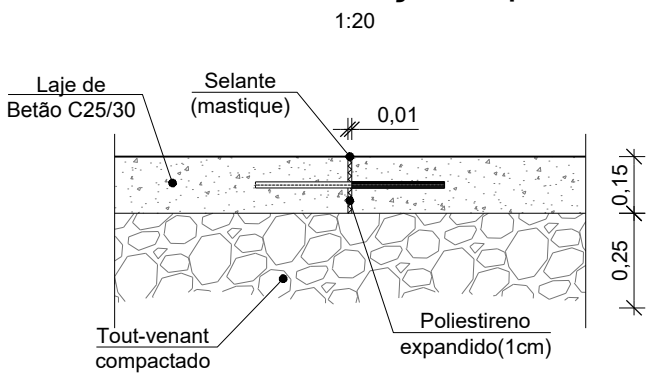
Pavimento Térreo 2 - Pormenor Tipo



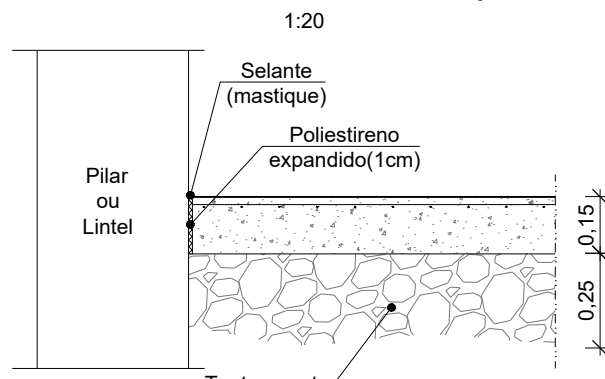
Pavimento Térreo 3 - Pormenor Tipo



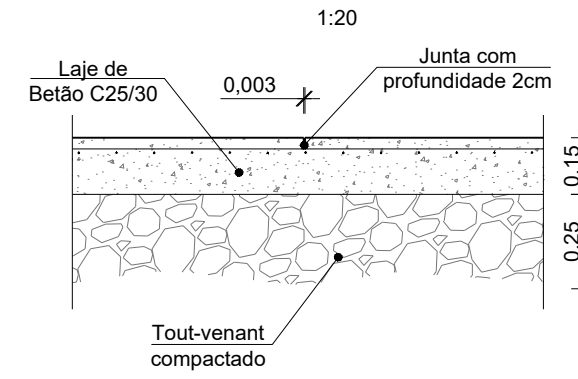
Junta de dilatação-Tipo A



Junta de isolamento-Tipo B



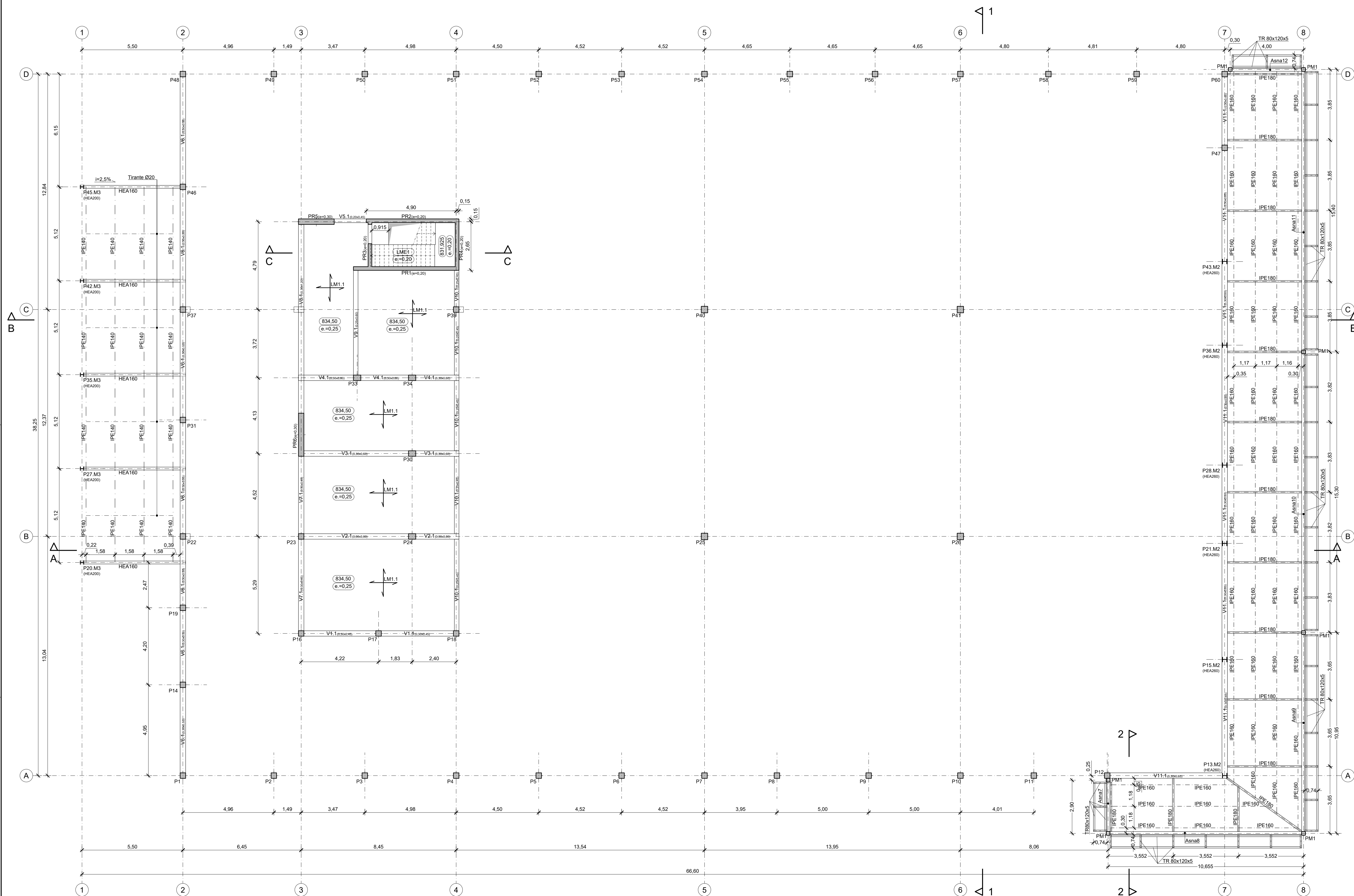
Junta de indução de fendas-Tipo C



Proj.	26/06/2017	PSI/FA/VAI/MCI/MM	Obra:	CONTINENTE BOM DIA GUARDA	Proj. Estabilidade
Des.	26/06/2017	PSI/VAI/MCI/JE			<b>CCAD</b>
Copiou	-	---			SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA.
Visto	26/06/2017	José Leite	Requerente:	SONAE RP Retail Properties S.A	Desenho Nº: 17016.00.D.PE.102.00
Obs.					Substitui o des. nº: --- Substituído por: ---
Escalas:	1:20 1:100	Título:	PLANTA ESTRUTURAL Pavimento Térreo		



### Planta Estrutural do Piso 1




NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 280\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
- As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

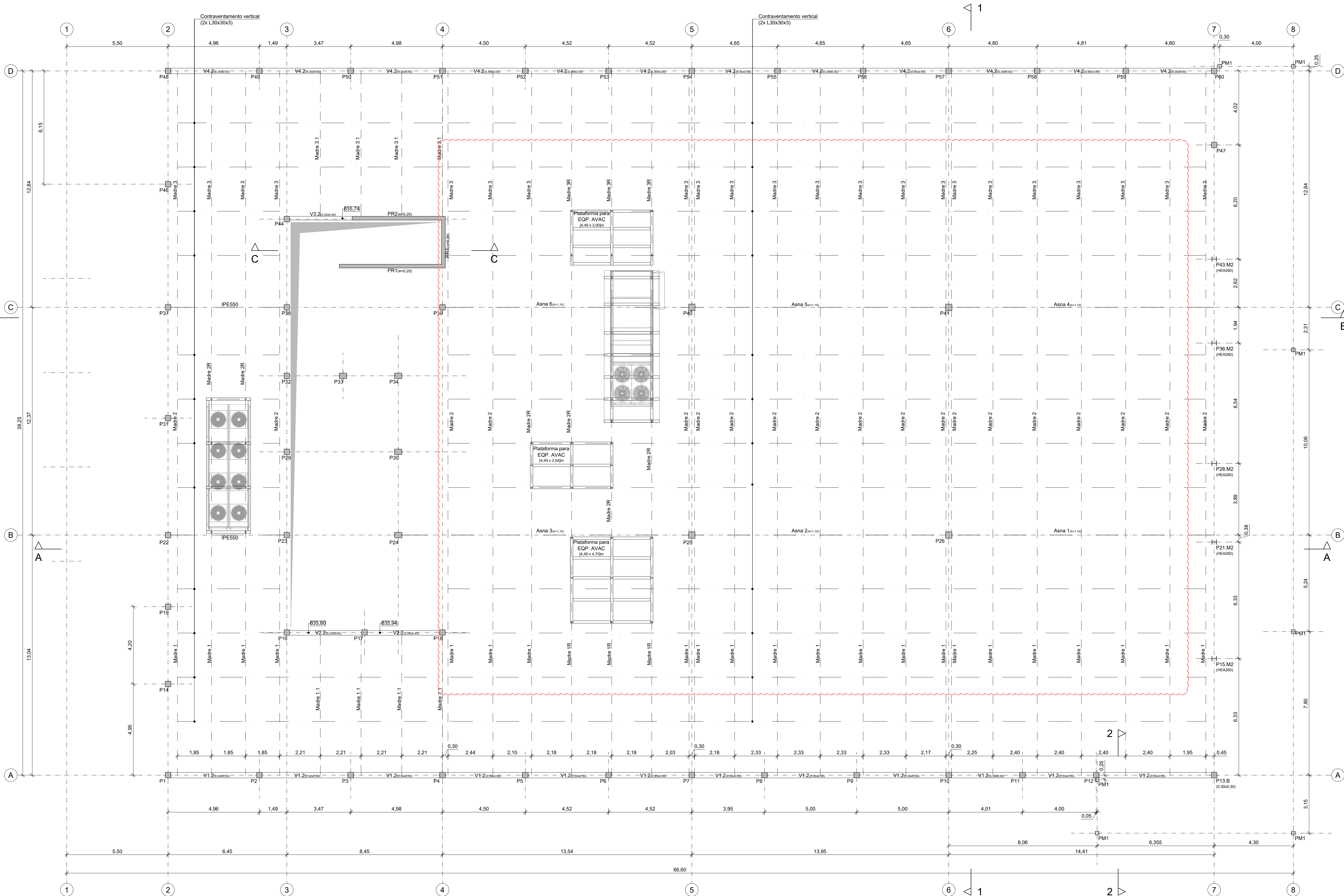
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de inspeção	Classe de Inspeção 1 (NP EN 13670:2011)						
Classe de execução de estruturas metálicas	EXC2 (EN 1090)						
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloreto	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Téreo	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0.40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0.40	22	S3
Lintéis	C25/30	45	-	XC2(P)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1.0	Classe da massa volumica D13.0 (800 kg/m³)	
AÇO							
Elemento	Classe		Norma				
Armadura Ordinária	A500NR		EN 10080				
Rede electrosoldada	A500EL		EN 10080				
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR		EN 10025				
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0		EN 10210-1				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8		EN 20898-1				

Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj. Des.	26/06/2017	PSI VAI VAI MACI MARI	Ocorre: CONTINENTE BOM DIA GUARDA  - EXECUÇÃO -  Requerente: SONAE RP Retail Properties S.A	 Rua 65, Canteiro - F. 4403-103-001 Tel. 22 967 06 22 Fax: 22 967 06 21 CAD@cad.pt cad.pt - www.cad.pt
Cópia				
Des.	26/06/2017	João Leão		
Escalas:	1:100			
Título: PLANTA ESTRUTURAL Piso 1			Desenho Nº: 17016.00.D.PE.103.00	Substitui o des. nº Substituído por

Planta Estrutural da Cobertura

1:100



- NOTAS:
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 280\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - As paredes divisórias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de Inspeção 1 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térmco	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lintéis	C25/30	45	-	XC2(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe da massa volumica D1,0 (800 kg/m³)	
AÇO							
Elemento	Classe		Norma				
Armadura Ordinária	A500NR		EN 10080				
Rede electrossoldada	A500EL		EN 10080				
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR		EN 10025				
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 J0		EN 10210-1				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8		EN 20898-1				

Rev.01	Alteração da localização das plataformas dos equipamentos	18/07/2017	PS
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj.	26/06/2017	PS/ FA/ VA/ MC/ JM	Obra:	CONTINENTE BOM DIA GUARDA		Proj. Estabilidade
Des.	26/06/2017	PS/ VA/ MC/ JE				<b>CCAD</b>
Copiou	-	-		- EXECUÇÃO -		SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA.
Visão	26/06/2017	José Leite	Requerente:	SONAE RP Retail Properties S.A		Desenho Nº: 17016.00.D.PE.104.01
Obs.						
Escalas:	1:100		Título:	PLANTA ESTRUTURAL Cobertura		Substitui o des. nº 17016.00.D.PE.104.00
						Substituído por

NOTA IMPORTANTE:

Os meios de elevação utilizados em obra devem garantir um afastamento mínimo de 10m às linhas de alta tensão presentes no local. Este afastamento deve-se verificar quer horizontal quer vertical.

NOTA:  
A plataforma dos condensadores, Rooftop's e restantes equipamentos é realizada em travessas HEA140 soldadas entre si, que por sua vez serão soldadas aos prumos TO60x60x5 com 60cm de altura máxima nos pontos indicados.



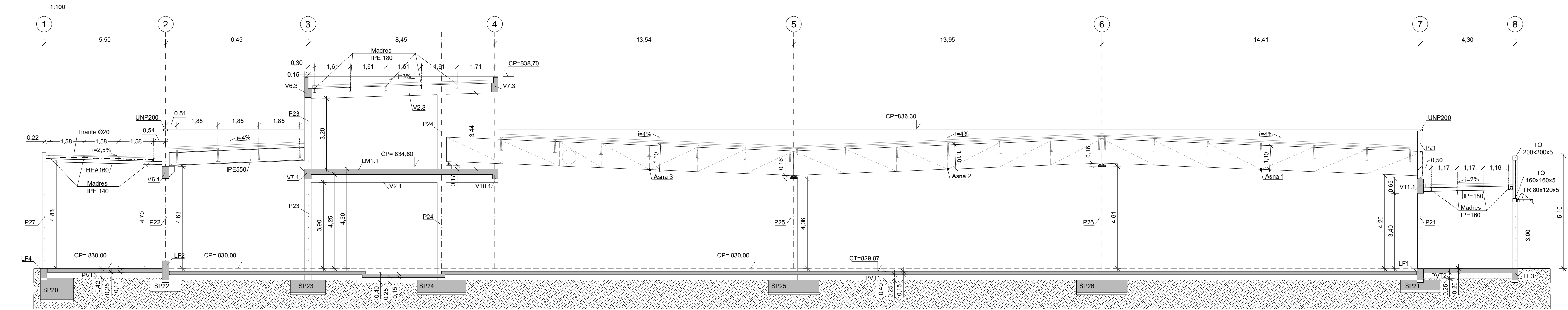
Structural floor plan showing a central core and perimeter columns. The plan includes dimensions, column labels (P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P34, P35, P36, P37, P38, P39, P40, P41, P42, P43, P44, P45, P46, P47), and beam types (HEA200, UNP200). The central core contains a staircase and elevator shaft. The plan is oriented with North at the top.

Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de Inspeção 1 (NP EN 13670:2011)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)					
BETÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007					
		Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência	
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Téreo	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0.40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0.40	22	S3
Lintéis	C25/30	45	-	XC2(P)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1.0	Classe da massa volumica D15: (800 kg/m³)	
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080					
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocos)	S275 J0	EN 10210-1					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1					

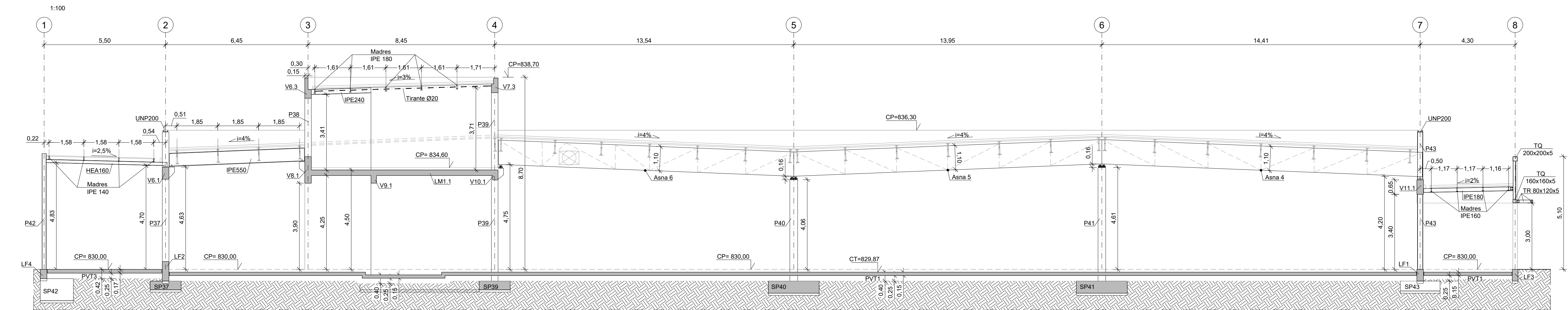
[illegible]



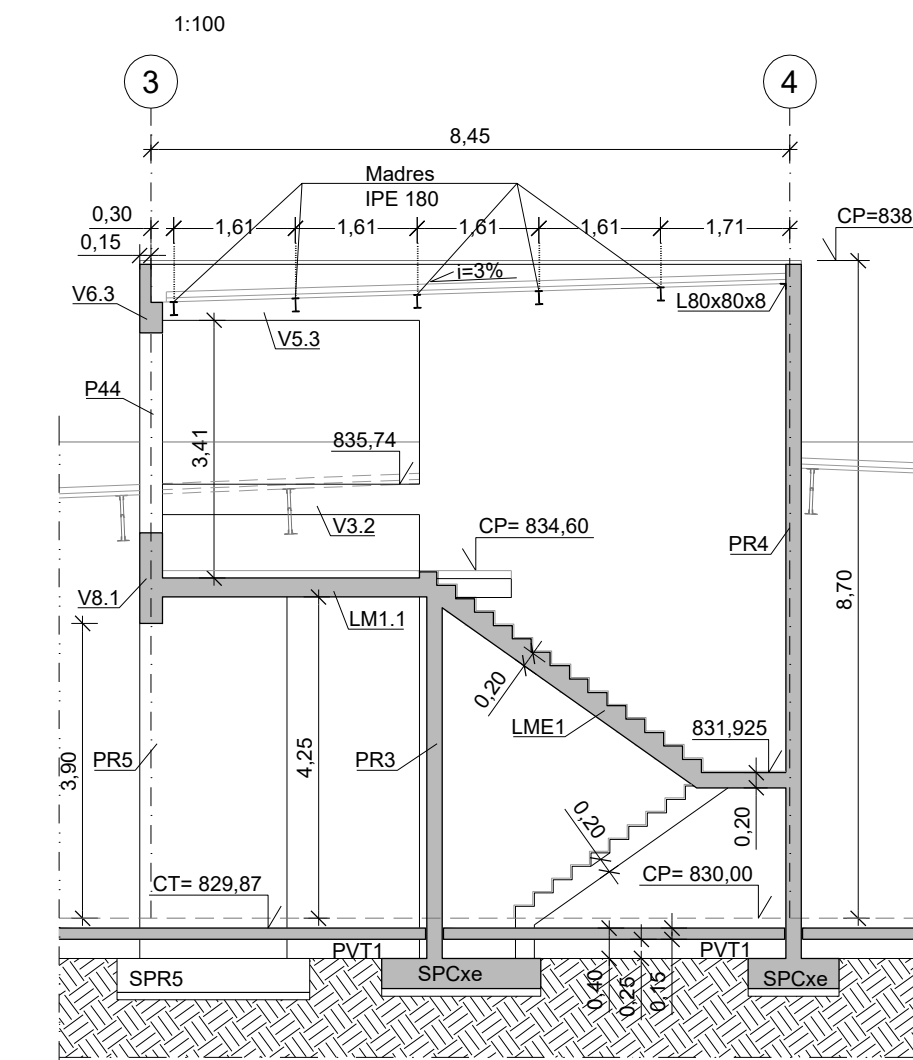
Corte Estrutural A-A



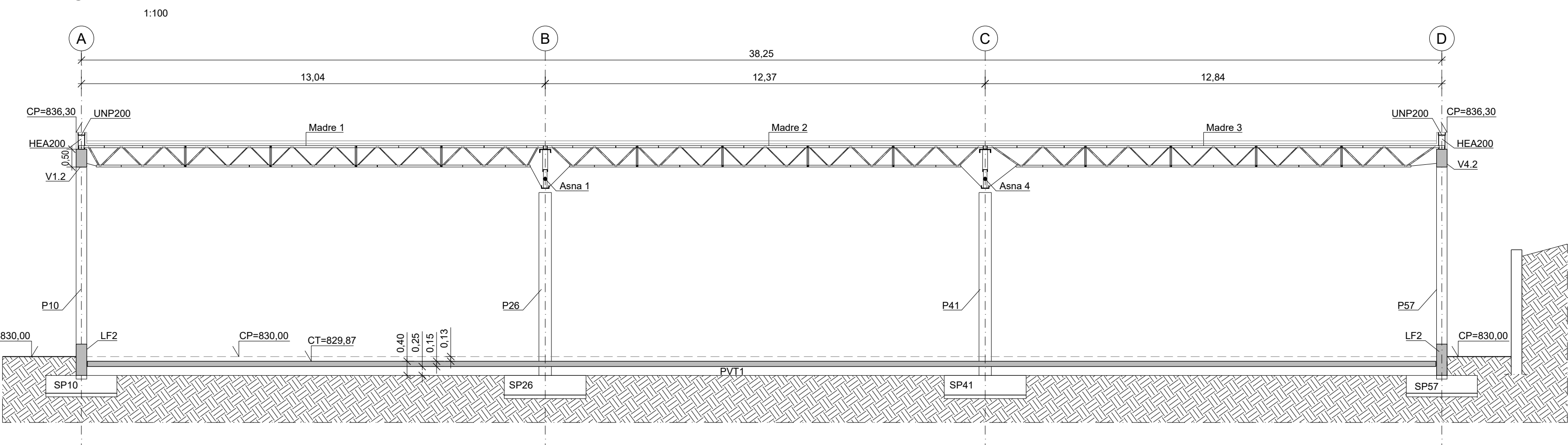
Corte Estrutural B-B



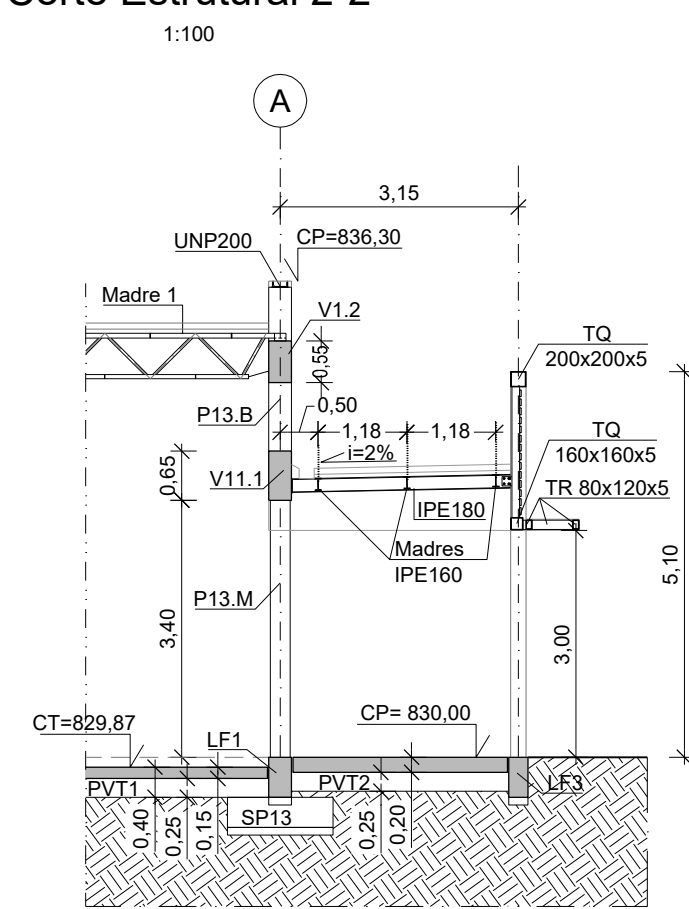
Corte Estrutural C-C



Corte Estrutural 1-1



Corte Estrutural 2-2



- NOTAS:
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 280\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
  - As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
  - Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
  - Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submetida à aprovação do projectista.
  - A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura				Categoria 4, 50 anos (EN 1990)			
Requisitos de inspeção				Classe de Inspeção 1 (NP EN 13670:2011)			
Classe de execução de estruturas metálicas				EXC2 (EN 1090)			
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Pavimento Térmico	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lintéis	C25/30	45	-	XC2(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	Classe da massa volumica D10 (600 kg/m³)	
AÇO							
Elemento		Classe		Norma			
Armadura Ordinária		A500NR		EN 10080			
Rede electrossoldada		A500EL		EN 10080			
Aço estrutural (perfis laminares)		S275 JR		EN 10025			
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)		S275 JO		EN 10210-1			
Parafusos, buchas, porcas e anilhas		8.8		EN 20898-1			

Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj.	26/06/2017	PS/ FA/ VA/ MC/ JM	Obrs.	CONTINENTE BOM DIA GUARDA		Proj. Estabelecido
Des.	26/06/2017	PS/ VA/ MC/ JE		- EXECUÇÃO -		<b>CCAD</b>
Copiou	-	----				SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA.
Viso	26/06/2017	José Leite	Requerente:	SONAE RP Retail Properties S.A		Desenho Nº: 17016.00.D.PE.201.00
Obrs.						Substitui o des. nº: ----
Escalas:	1:100		Título:	CORTES ESTRUTURAIS A-A, B-B, C-C, 1-1 e 2-2		Substituído por: ----

NOTA IMPORTANTE:

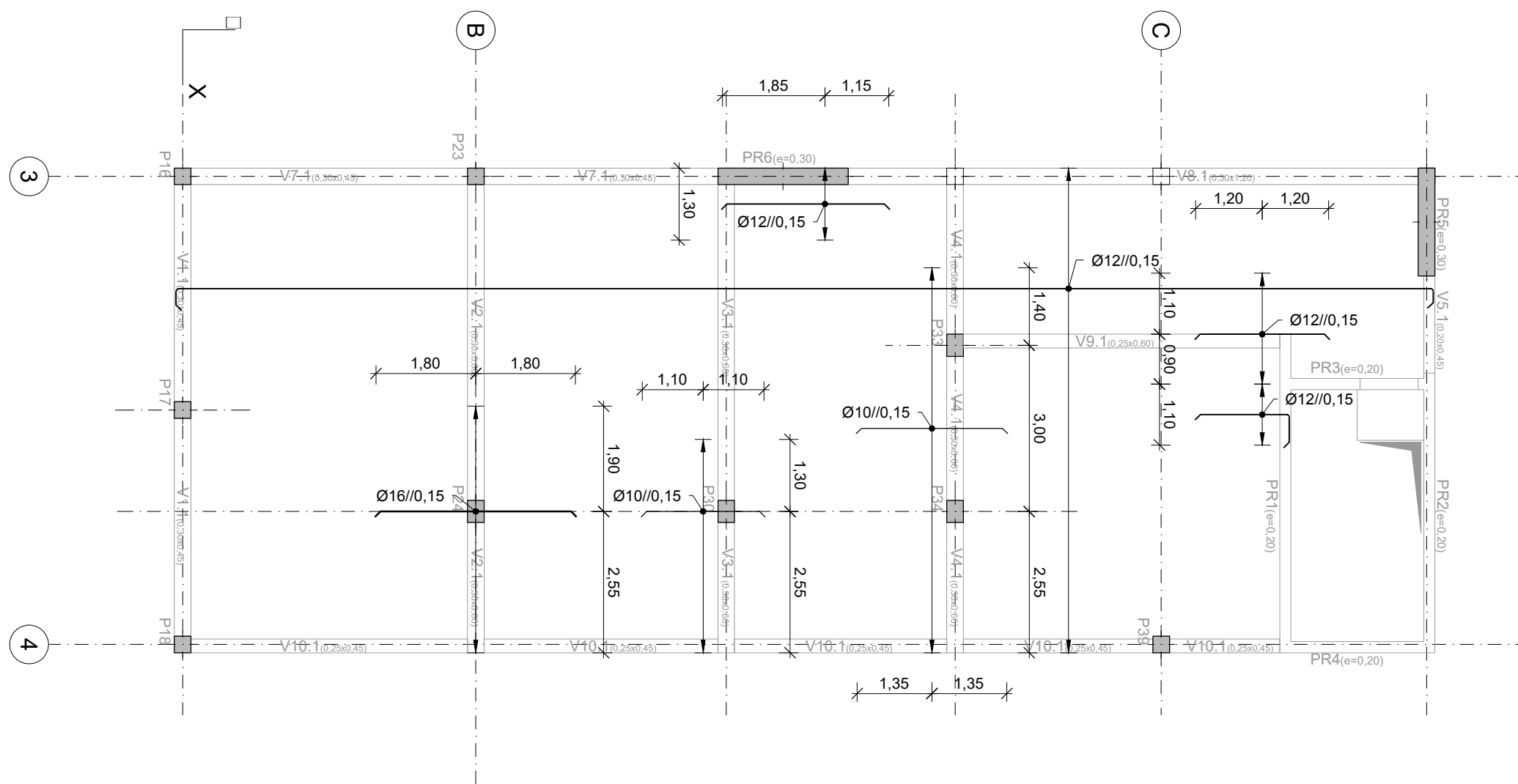
Os meios de elevação utilizados em obra devem garantir um afastamento mínimo de 10m às linhas de alta tensão presentes no local. Este afastamento deve-se verificar quer horizontal quer vertical.



## Laje LM1.1

# Planta de Armadura Superior - Y

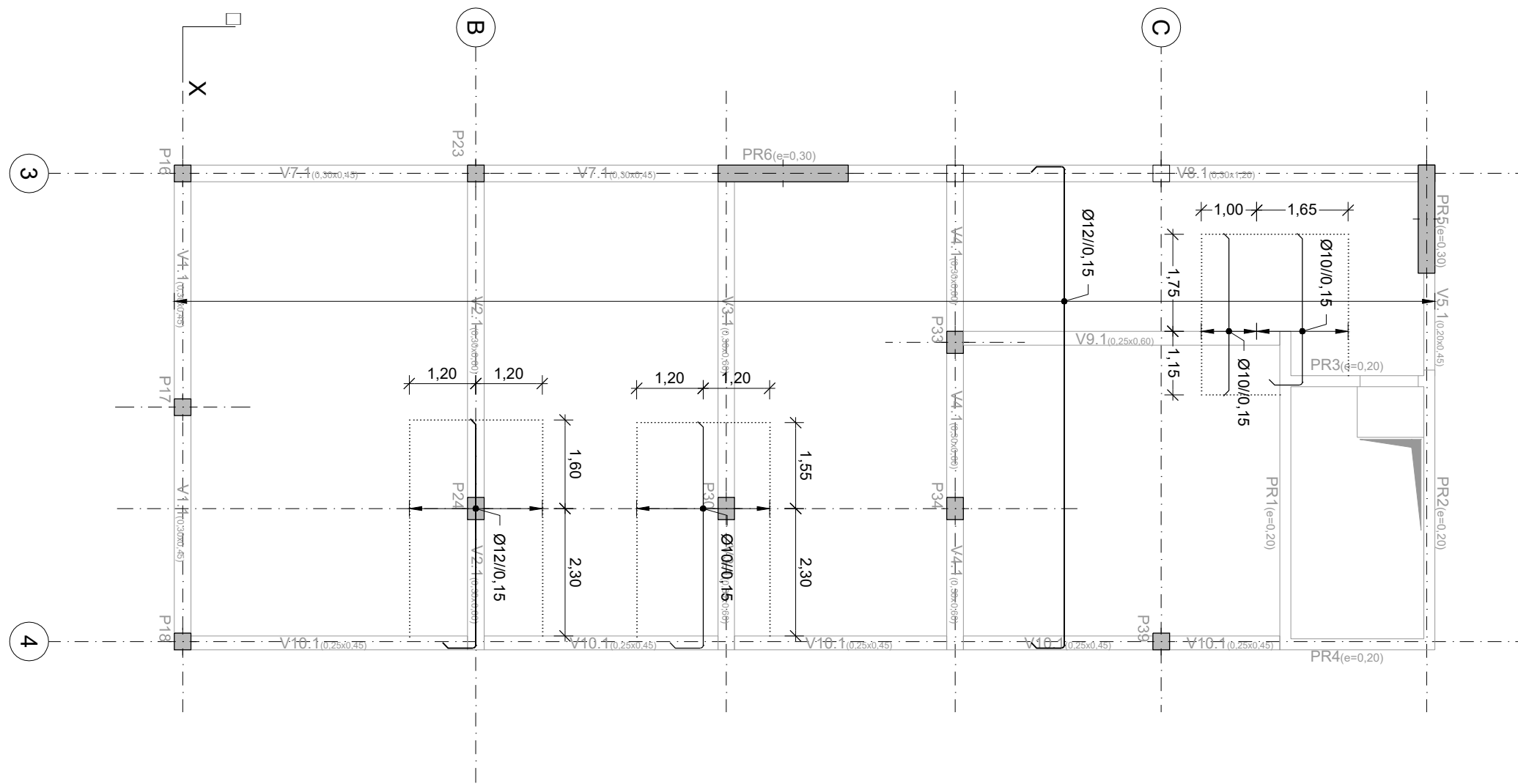
1:100



## Laje LM1.1

# Planta de Armadura Superior - X

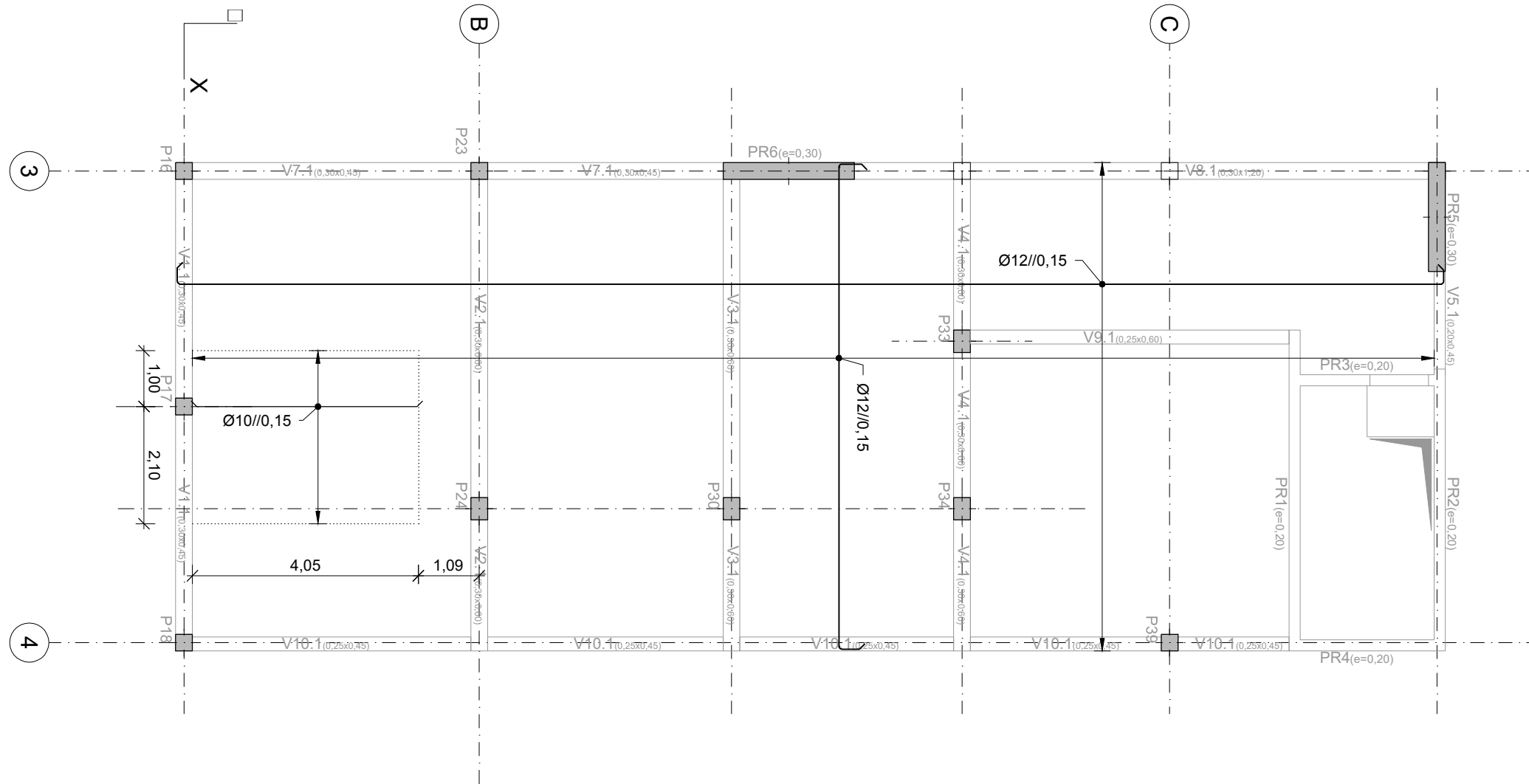
1:100



## Laje LM1.1

## Planta de Armadura Inferior

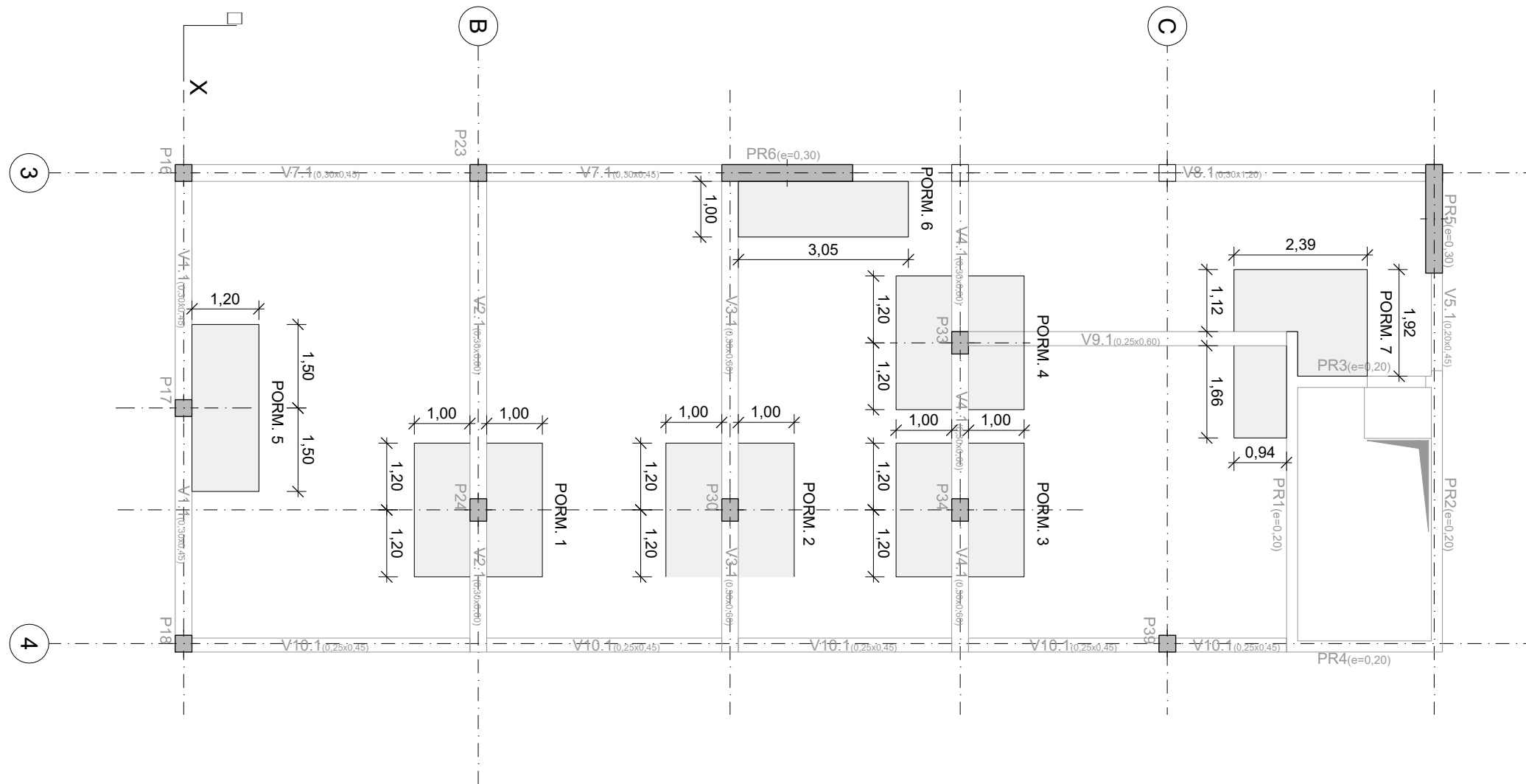
1:100



## Laje LM1.1

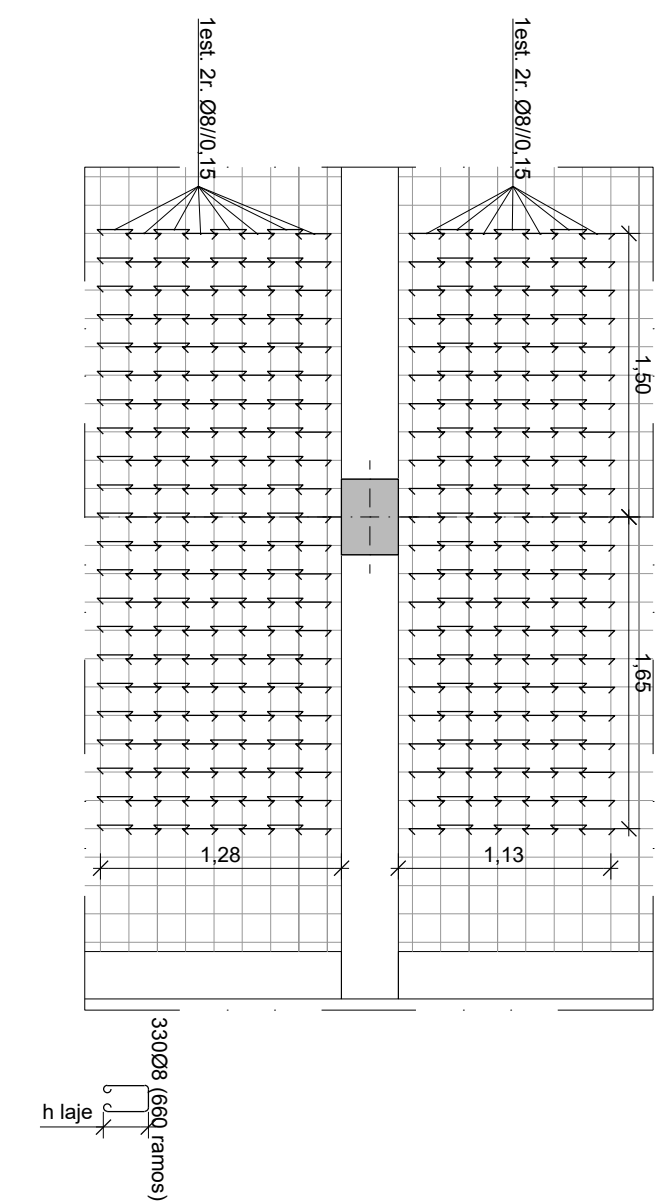
## Planta de Armadura Corte

1:100



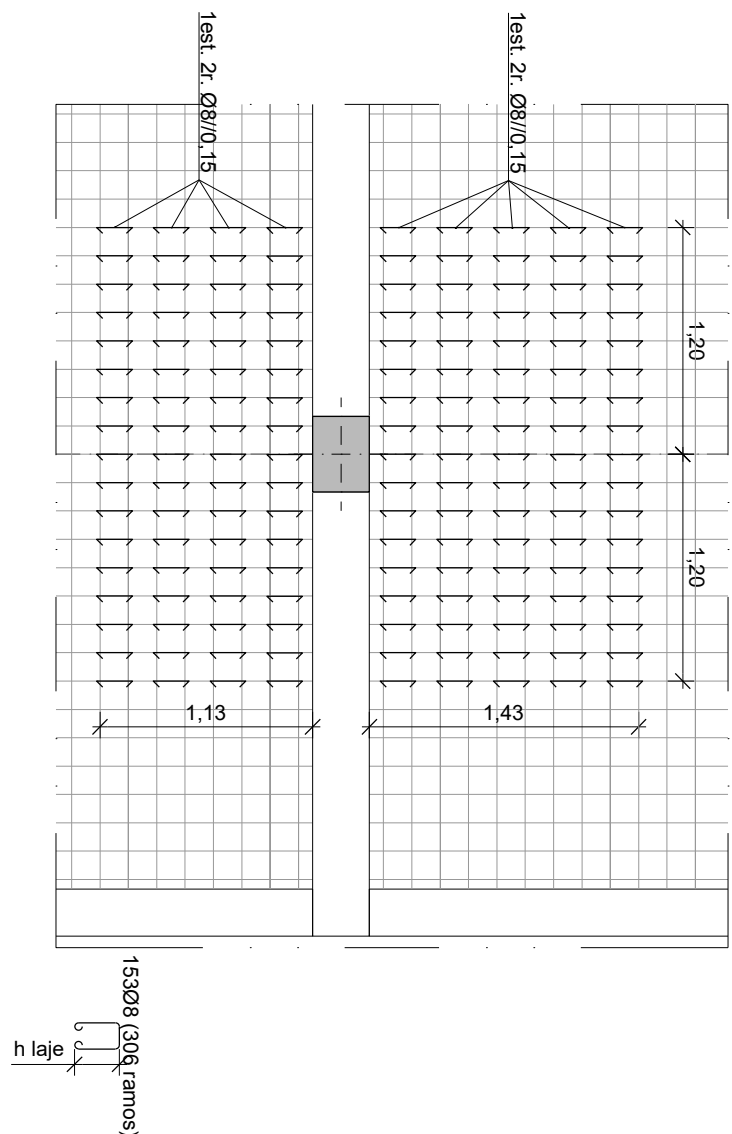
### Pormenor 1 - Armadura de Corte

1:40



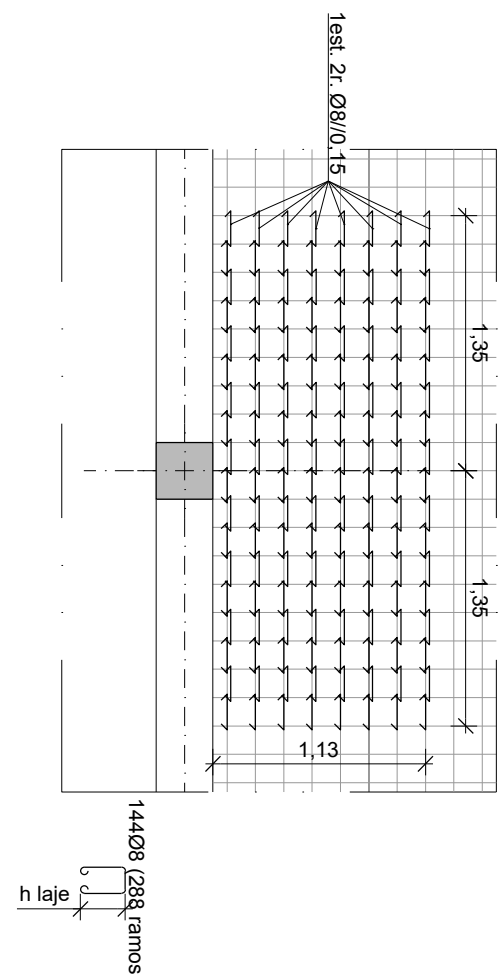
### Pormenor 3 - Armadura de Corte

1:40



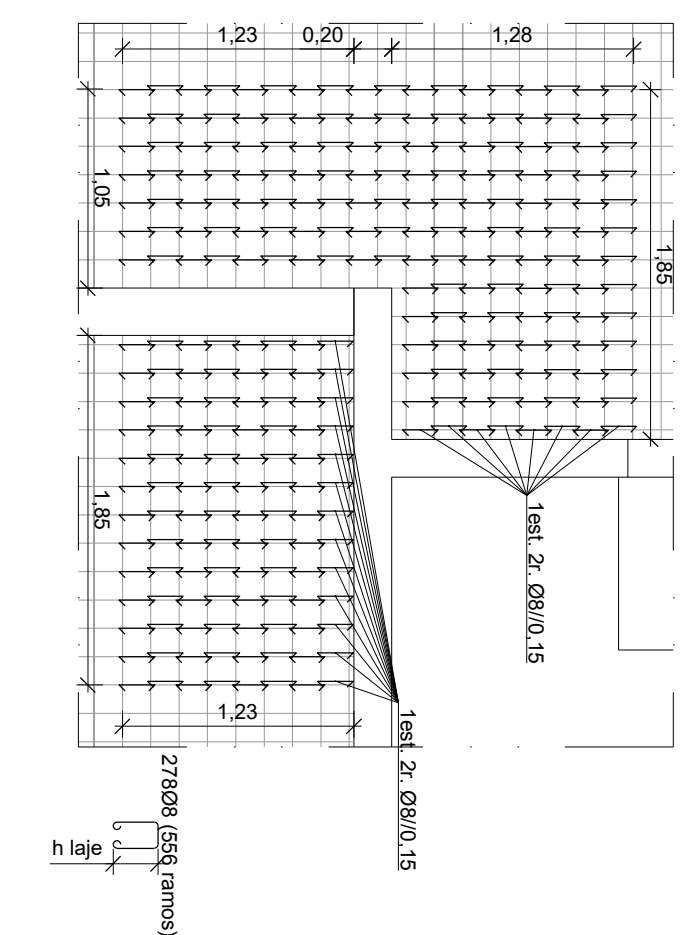
## Pormenor 5 - Armadura de Corte

1:40



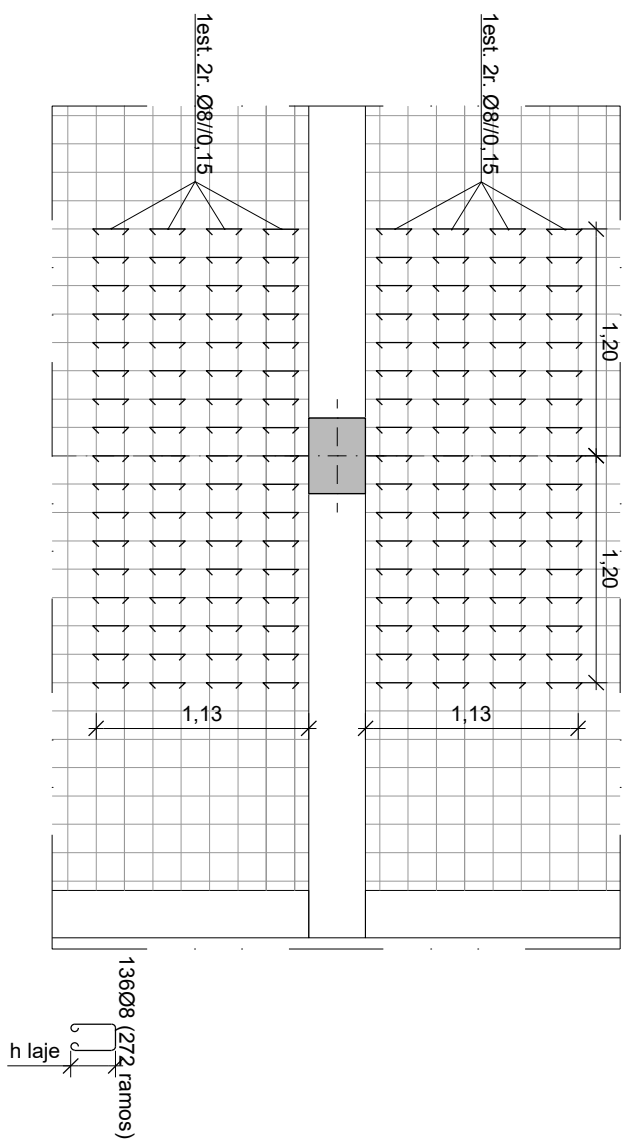
## Pormenor 7 - Armadura de Corte

1:40



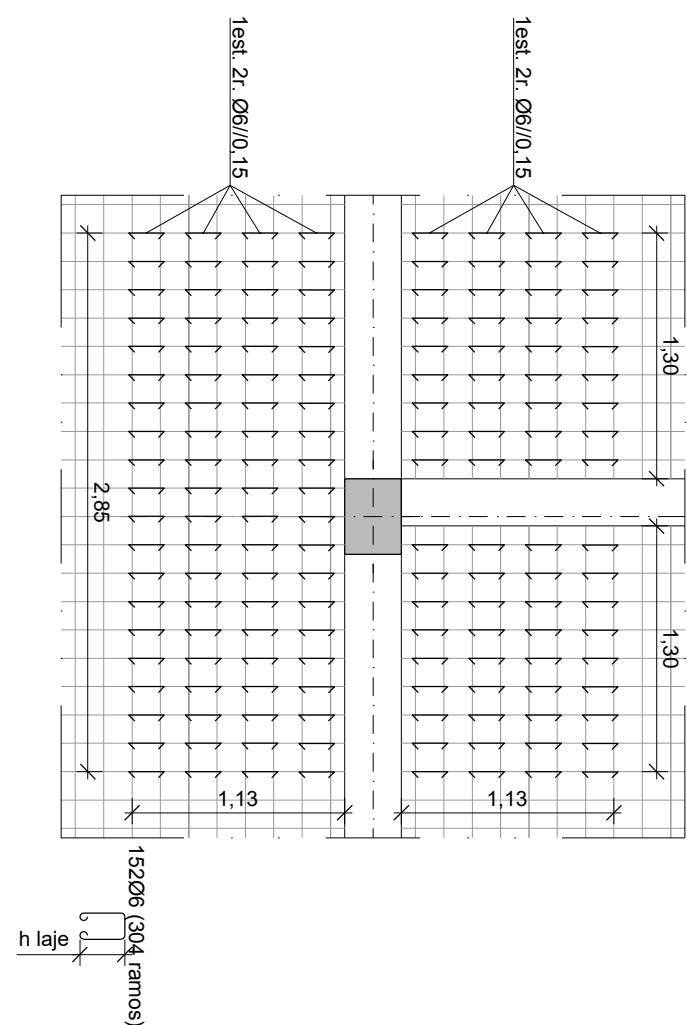
## Pormenor 2 - Armadura de Corte

1:40



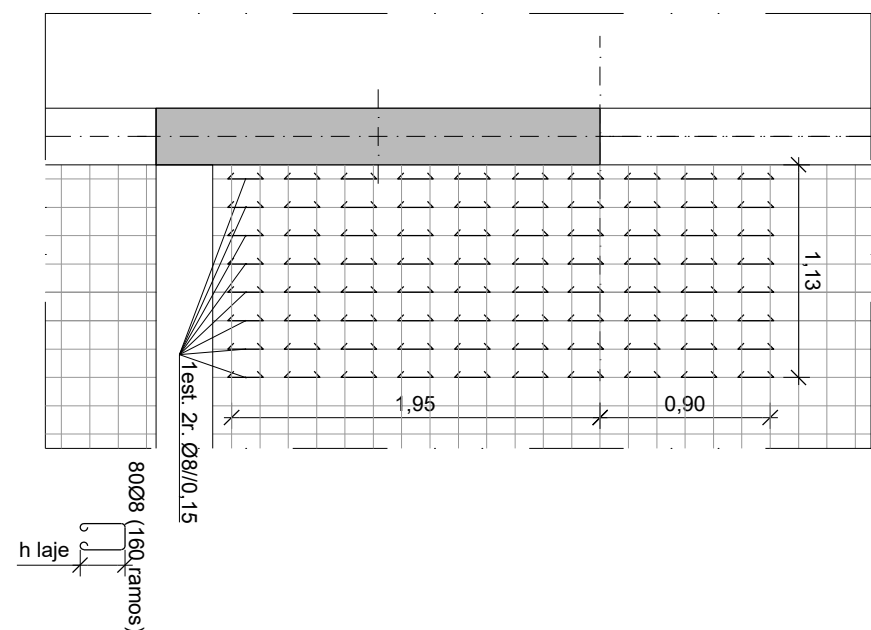
#### Pormenor 4 - Armadura de Corte

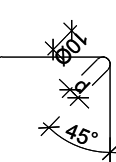
1:40



## Pormenor 6 - Armadura de Corte

1:40



ESTRIBOS E CINTAS									
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:</li> </ul>									
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Os varões verticais devem ser enrijecidos o menos possível e as armaduras devem ser retas (comprimento de amarração = 60D).</li> <li>- A seção dos varões nervurados amarrados na mesma seção não deve exceder 1/2 da capacidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma seção, as armaduras devem ter no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarração.</li> <li>- As armaduras de equipamentos de varões devem ser feitas variando a varão, distanciando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.</li> </ul>	<table border="0"> <tr> <td>A23SL</td> <td>d=2,50</td> </tr> <tr> <td>A23SR</td> <td>d=4,0</td> </tr> <tr> <td>A400</td> <td>d=5,0</td> </tr> <tr> <td>A500</td> <td>d=5,0</td> </tr> </table>	A23SL	d=2,50	A23SR	d=4,0	A400	d=5,0	A500	d=5,0
A23SL	d=2,50								
A23SR	d=4,0								
A400	d=5,0								
A500	d=5,0								
ENDEIAS POR SOBREPÓSICÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS									
<p><b>ENDEIAS POR SOBREPÓSICÃO EM LAJES E VIGAS</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- As armaduras superiores devem ser enrijecidas a meio vão (comp. de amarração = 70D).</li> <li>- As armaduras inferiores devem ser enrijecidas sobre os pilares (comp. de amarração = 40D).</li> </ul>									

**NORMAS**

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 280kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra.
- As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de solidadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de topo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrofúgo tipo "PLASIOCRETE" ou equivalente.
- As homogeneidades e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Tratamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especificidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projeto de execução e submeter a aprovação do projectista.
- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projeto de arquitetura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projeto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Cinquenta (4) 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção 1 (NFE EN 13670/2011)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)					
BEFÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-12:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento (mm)		Exposição ambiental	Coresets	Drax (mm)	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pretensão				
Pavimento Terço	C29/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lunetas	C29/30	45	-	XC2(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas	C29/30	40	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe de massa específica D1 0 800 (kg/m³)
Elemento	Apo						
Classe	Norma						
Amadura Oclotina	AS60NBR						
Rede electrosoldada	AS60DEL						
Aço estrutural (perfis laminados)	S275 JR						
Aço estrutural (perfis tubulares cónicos)	S275 JO						
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8						
	EN 10201-1						
	EN 20898-1						

[illegible]







## Quadro de Pilares

1:21

N.º PILAR			
PISOS			
P1			
P2			
P3			
P4			
P5			
P6			
P7			
P8			

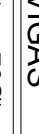

N.º PILAR			
PISOS			
COBERTURA PRINCIPAL > COBERTURA PISO 1			
PISO 1 > COBERTURA PRINCIPAL			
FUNDAÇÃO > PISO 1			

N.º PILAR	PISOS
COBERTURA PRINCIPAL > COBERTURA PISO 1	P9
	P10
	P11
	P12
	P13
	P14
PISO 1 > COBERTURA PRINCIPAL	P15
	P16
	FUNDACÃO > PISO 1

N.º PILAR PISOS								
P17								
P18								
P19								
P20.M3								
P21								
P22								
P23								
P24								

**NOTA**

- Todos os pilares devem ter as arestas quebradas 2cmx2cm

ESTRIBOS E CINTAS	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema.</li> </ul>	
	<p>A23SL d=2,50 A23SR d=4,0 A400 d=5,0 A500 d=5,0</p>
ENENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Os varões verticais devem ser enendados o menos possível e as armaduras devem ser retas (comprimento de enanaração = 60D).</li> <li>- A seção dos varões nervurados enendados na mesma seção não deve exceder 1/2 da bitolabilidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 10mm. Para que não estejam na mesma seção, as enendas devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de enanaração.</li> <li>- As emendas de equipamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de enanaração.</li> </ul>	
ENENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS	
<ul style="list-style-type: none"> <li>- As armaduras superiores devem ser enendadas a meio vão (comp. de enanaração = 70D).</li> <li>- As armaduras inferiores devem ser enendadas sobre os pilares (comp. de enanaração = 40D).</li> </ul>	

**NOTAS**

- Tensão de Segurança do Terno  $\geq 280\text{NPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.

- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra.

- As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.

- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.

- Deverá ser utilizado no betão um aditivo injetável tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.

- As heterogeneias e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.

- O posicionamento e emissões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especificações.

- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e subordena a aprovação do projectista.

- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitetura.

- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Cinquenta (4) 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção 1 (NFE EN 13870/2011)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)					
BEFÇO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:12/2007							
Elemento	Classe	Recobrimento (mm)		Exposição ambiental	Coreses	Dmax (mm)	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pretensão				
Pavimento Terço	C25/30	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC1(P)	CL0,40	22	S3
Lunetas	C25/30	45	-	XC2(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas	C25/30	40	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe de massa mínima D1 0 800 (kg/m³)
Elemento		Aço					
Classe		Norma					
Armadura Otidiana	A500NR	EN 10080					
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminados)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares cónicos)	S275 J0	EN 10210-1					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1					

[illegible]


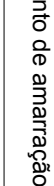
## Quadro de Pilares

N.º PILAR			
PISOS	P25		
	P26		
	P27.M3		
	P28		
	P29		
	P30		
	P31		
	P32		
COBERTURA PRINCIPAL > COBERTURA PISO 1			
PISO 1 > COBERTURA PRINCIPAL			
FUNDAÇÃO > PISO 1			

N.º PILAR PISOS								
COBERTURA PRINCIPAL > COBERTURA PISO 1	P33	P34	P35.M3	P36	P37	P38	P39	P40
PISO 1 > COBERTURA PRINCIPAL								
FUNDAÇÃO > PISO 1								

N.º PILAR PISOS								
P41								
P42.M3								
P43								
P44								
P45								
P46								
P47								
P48								
COBERTURA PRINCIPAL > COBERTURA PISO 1								
PISO 1 > COBERTURA PRINCIPAL								
FUNDAÇÃO > PISO 1								

**NOTA:**  
- Todos os pilares devem ter as arestas quebradas 2cmx2cm.

ESTRIBOS E CINTAS									
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema.</li> </ul>									
									
<ul style="list-style-type: none"> <li>- As varões verticais devem ser encaixados o menos possível e as armaduras devem ser retas (comprimento de amarração = 60D).</li> </ul>									
<ul style="list-style-type: none"> <li>- A seção dos varões nervurados encaixados na mesma seção não deve exceder 1/2 da bidirecional da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 10mm. Para que não estejam na mesma seção, as emendas devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de enlaçamento.</li> <li>- As emendas de equipamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.</li> </ul>									
EMENDAS POR SOBREPÓSICÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS									
									
	<table> <tbody> <tr> <td>A23SL</td><td>d=2,50</td></tr> <tr> <td>A23SR</td><td>d=4,0</td></tr> <tr> <td>A400</td><td>d=5,0</td></tr> <tr> <td>A500</td><td>d=5,0</td></tr> </tbody> </table>	A23SL	d=2,50	A23SR	d=4,0	A400	d=5,0	A500	d=5,0
A23SL	d=2,50								
A23SR	d=4,0								
A400	d=5,0								
A500	d=5,0								
<ul style="list-style-type: none"> <li>- As armaduras superiores devem ser encaixadas a meio vão (comp. de amarração = 70D).</li> <li>- As armaduras inferiores devem ser encaixadas sobre os pilares (comp. de amarração = 400D).</li> </ul>									

<p>- Tensão de Segurança do Terreno <math>\geq 280 \text{ kPa}</math>. Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.</li> <li>- As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.</li> <li>- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de angulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.</li> </ul> <p>- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- As betoneiras e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.</li> <li>- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.</li> <li>- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submeida à aprovação do projectista.</li> <li>- A pormenorização da cobertura Dêx deve ser consultada no projecto de arquitectura.</li> <li>- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.</li> </ul>	
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--

QUADRO DE MATERIAIS						
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção 1 (NF EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas		EC2 (EN 1090)				
BETÃO						
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NF EN 206-1:2007				Consistência
		Recimentação [m³]	Exposição ambiental	Coresos	Dmax [mm]	
Pavimento Têrreo	C25/30	30	-	-	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	-	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	-	22	S3
Lunetas	C25/30	45	-	-	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	-	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	-	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	-	CL 1,0	S3 (Classe de massa inferior a D1 0.800 kg/m³)
AÇO						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Oridante	A500NR	EN 10080				
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10080				
Aço estrutural (perfis laminados)	S275 JR	EN 10025				
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 JO	EN 10210-1				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20086-1				

[illegible]



### Quadro de Pilares

1:20

N.º PILAR PISOS								
P49								
P50								
P51								
P52								
P53								
P54								
P55								
P56								
COBERTURA PRINCIPAL > COBERTURA PISO 1								
PISO 1 > COBERTURA PRINCIPAL								
FUNDAÇÃO > PISO 1								

NOTAS:

- Tensão de Segurança no Terno 2 280KPa. Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto de arquitectura e confirmadas em obra.
- As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajas por um material flexível e instaladas em celulas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de angulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrofúgio tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
- As betoneiras e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Assentamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos zamacamos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submeter à aprovação do projectista.
- A pormenorização da cobertura deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Capítulo 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção I (NP EN 13801:2011)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1080)					
BETÃO		Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007					
Elemento	Classe	Recobrimento (mm)		Exposição ambiental	Coresets	Dmax (mm)	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-tensão				
Pavimento Teto	C25/30	30	-	XC4(p)	CL0.40	22	S3
Vigas e Paredes	C30/37	36	-	XC4(p)	CL0.40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(p)	CL0.40	22	S3
Limfas	C25/30	45	-	XC2(p)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	XC2(p)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	XC0(p)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	XC0(p)	CL1.0	-	S3
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armatura Orelhina	A500NR	EN 10080					
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares cos)	S275 J0	EN 10210-1					
Pavimentos, bordas, pordas e anilhas	S18	EN 20898-1					

- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:

	A23SL	A23SL	A400	A500
d=2,50	d=4,00	d=5,00	d=5,00	d=5,00

- Os vãos verticais devem ser emendados o menos possível e as armaduras devem ser retas (comprimento de amarração = 60D).
- A secção dos vãos transversais emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura. Quando esta for consultada por vãos de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem estar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarração.
- As emendas de agrupamentos de vãos devem ser feitas a uma distância entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.

### EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS

### EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 70D).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40D).

[illegible]

### Pilares - Pormenor Tipo de Amarração de Armaduras

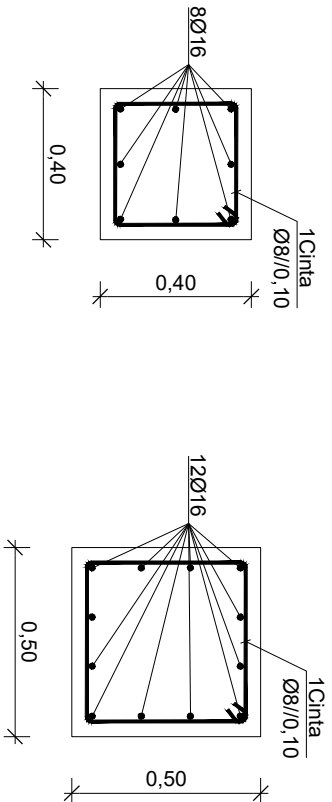
N.º PILAR					
PISOS	P57	P58	P59	P60	PM1
COBERTURA PRINCIPAL > COBERTURA PISO 1					
PISO 1 > COBERTURA PRINCIPAL					
FUNDAÇÃO > PISO 1					

## Armadura Plintos

1:20

### Secção transversal

Pilar PM2

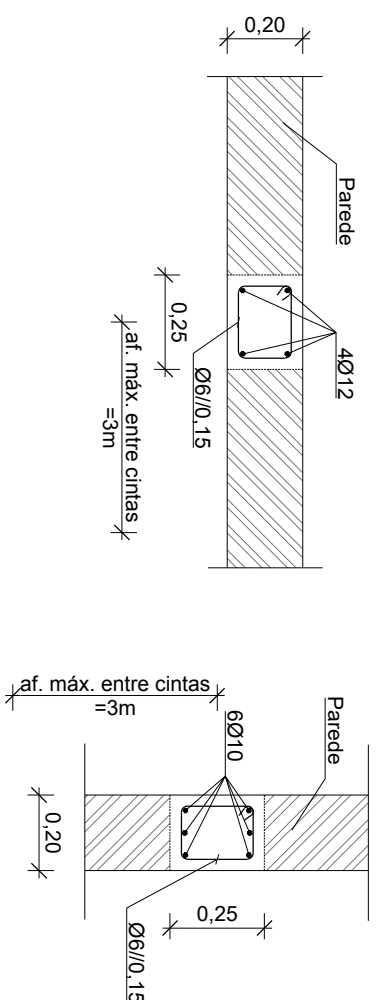


## Cintas de Reforço das Alvenarias

1:20

## Cintas Verticais

Cintas Horizontais

[illegible]



**Viga V1.1**  
Seção Geral

1:20

2016 = 2012

40.12

0.30

2012

LM1.1

CT=84.50

0.45

2016 = 2012

40.12

0.30

2012

LM1.1

CT=84.50

0.45

Reforço Sobre o Pilar P17

1,10 m para cada lado do pilar

1:20

**Viga V3.1**  
Seção Geral

1.20

2020 + 2016

2016

2020

2 E14, 2R  
Ø10,15

LM1.1

69

0,30

CT-R34.50

2020 - 2016

2020

2016

2 E14, 2R  
Ø10,15

0,30

1.20

Viga V4.1

Seção Geral

1:20

4016

4016

3612

2 E81

2 E81

0.350

LM1 1

0.60

CT=334.50

4016

4016

3612

2 E81

2 E81

0.350

LM1 1

0.60

CT=334.50

Diagrama de uma armadura de concreto com 5 pilares. O diagrama mostra uma seção transversal com 5 pilares numerados de 1 a 5. Dimensões indicadas: altura total de 3,50m, altura de 2,50m para o corpo principal e 1,00m para o topo. Largura total de 0,60m. Dimensões dos pilares: 0,15m x 0,15m para os pilares 1, 2, 3 e 5; 0,20m x 0,20m para o pilar 4. O pilar 4 é o pilar central e mais largo. O diagrama ilustra a distribuição das armaduras e as emendas para os pilares.

Viga V5.1  
1.20

Viga V6.1  
1.20

**Viga V7.1**  
Secção Geral  
1:20

**Viga V7.1**  
Reforço Sobre o Pilar P23  
2,05 m para cada lado do pilar  
1:20

Viga V8.1  
1:20

Viga V9:  
1:20

Viga V10.1  
1:20

Technical drawing of a rectangular reinforced concrete slab (Table 10.1). The drawing shows two views: a top view and a side view. The top view is a rectangle with dimensions 2016 x 2012 mm. It shows reinforcement bars with diameter 10 mm (10Ø10) and spacing 200 mm (200/20). The bottom view is a rectangle with dimensions 2016 x 2012 mm. It shows reinforcement bars with diameter 10 mm (10Ø10) and spacing 200 mm (200/20). The drawing also shows the slab thickness as 120 mm (120/20). The concrete strength is C18/20 and the reinforcement yield strength is  $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ .

Technical drawings of two types of roof trusses, CT-B34 50 and CT-B34 60, showing their dimensions and components.

**CT-B34 50:** The truss has a height of 0.45m and a base width of 0.30m. It features a top chord labeled 2016, a bottom chord labeled 2012, and a central vertical member labeled LM1.1. The truss is supported by a base labeled 1E1.2R with a diameter of Ø80/0.15.

**CT-B34 60:** The truss has a height of 0.60m and a base width of 0.30m. It features a top chord labeled 2016 + 2020, a bottom chord labeled 2012, and a central vertical member labeled LM1.1. The truss is supported by a base labeled 1E1.2R with a diameter of Ø80/0.15.

Technical drawing of a rectangular plate. The overall width is 0.60. The overall height is 0.34, with a top section labeled CT=834.50. The plate has a central rectangular area with a width of 0.45 and a height of 0.25. The top corners of this central area are chamfered with a radius of R2.50. The top edge of the plate is labeled LM1.1. The right edge of the plate is labeled JEK 2R and Ø100/15. The bottom edge of the plate is labeled 38216. The left edge of the plate is labeled 38216. The plate is shown with a dashed line indicating a fold or a break.

Viga V11.1  
Secção Geral  
1:20

Viga V11.1  
Secção Geral - Entre Pilares P36.M  
e P43.M2

**Viga V11.1**

Reforço sobre Pilares P36.M2 E P43.M2  
2,0 m para cada lado dos pilares

**Viga V1.2**

Viga V1.2  
1.20

Viga V2.2  
1.20

V3.2	Viga V4.2	Viga V1.3
	1:20	1:20

Technical drawing of a rectangular plate. The drawing shows a top view of a rectangle with a width of 0.30 and a length of 0.65. The plate is labeled with dimensions and material specifications: 4012 (top and bottom edges), 2012 (left and right edges), and 4016 (bottom edge). The material is specified as 1E1 2R and Ø10/0.15. The plate is labeled with CT=834.05.

Technical drawing of a rectangular plate. The drawing shows two views: a top view and a side view. The top view is a rectangle with dimensions 0.30 (width) and 0.65 (length). The side view is a rectangle with dimensions 0.30 (width) and 0.50 (length). The material is specified as 1E41 25 and the surface finish is Ø10/0,15. The drawing includes a scale of 1:1 and a reference to a drawing of 40/12. The drawing is labeled with dimensions 40/12, 20/16, 20/12, 40/16, 0.30, 0.65, 0.50, and 1:1. The drawing is labeled with dimensions 40/12, 20/16, 20/12, 40/16, 0.30, 0.65, 0.50, and 1:1.

Technical drawings of two rectangular reinforced concrete slabs, labeled 'Var.' and 'CT=835.50 e 835.94'.

**Top Slab:**

- Dimensions: 2016 x 2012 mm
- Width: 0.30 m
- Length: 0.55 m
- Reinforcement: 1E8/2E8

**Bottom Slab:**

- Dimensions: 3012 x 2010 mm
- Width: 0.25 m
- Length: 0.45 m
- Reinforcement: 1E8/2E8

**Viga V2.3**  
Seção Geral  
1,20

4012  
0.30  
FEI, AR  
0.45  
2610  
2616  
VÉR.

**Viga V2.3**  
Reforço Sobre o Pilar P24  
1,85 m para cada lado do pilar  
1,20

4012  
0.30  
FEI, AR  
0.45  
2610  
2616  
VÉR.

**Viga V3.3**  
Seção Geral  
1/20

Technical drawing of Viga V3.3 showing two general sections. The top section is a rectangular frame with dimensions 40x12 cm for the top and bottom beams and 40x16 cm for the side beams. It shows reinforcement bars (I-Est. 2R) and stirrups (Ø8@0,15). The bottom section is a similar frame with dimensions 40x12 cm for the top and bottom beams and 40x16 cm for the side beams. It also shows reinforcement bars (I-Est. 2R) and stirrups (Ø8@0,15). Both sections have a width of 0.45 m and a height of 0.30 m. The drawing is labeled 'Var.' and '1/20'.

**Viga V4.3**  
Retorço Sobre o Pilar P34  
1,75 m para lado do pilar  
120

3612  
3612  
0.45  
1E1L 2R  
Ø8@0.15  
120  
Var.  
C1=

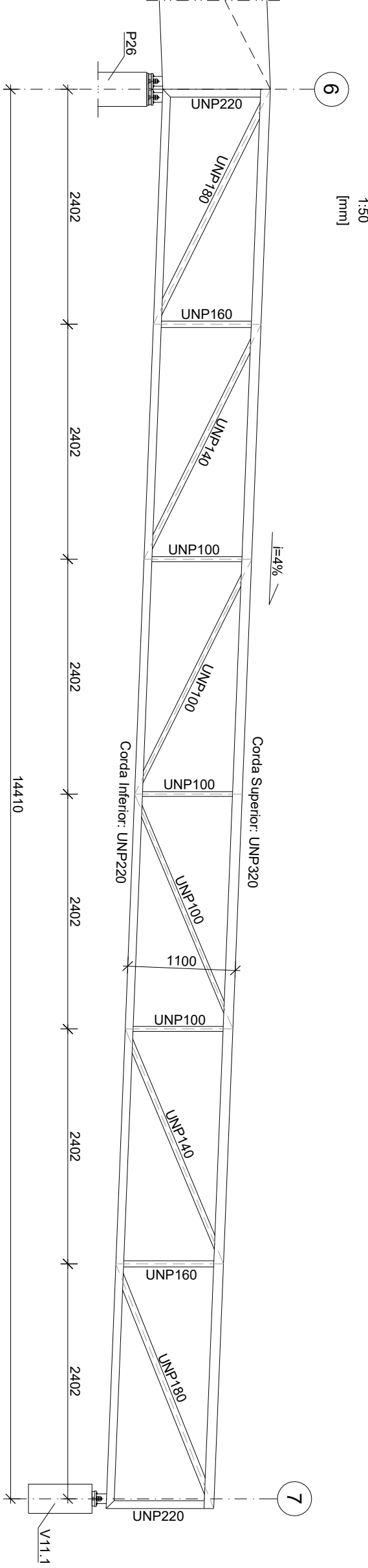
		<div>ESTRIBOS E CINTAS</div>			
		<div><div><div><div><div><div></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div></div></div></div>		<div><div><div>A235L A235R A400 A500</div><div>d=2,50 d=40 d=50 d=50</div></div></div>	
		<div><div><div><div><div><div></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div></div></div></div>		<div><div><div>- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:</div></div></div>	
		<div>EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS</div>			
		<div><div><div><div><div><div></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div><div><div><div><span></span></div></div></div></div></div></div>		<div><div><div>- As varões verticais devem ser emendados o menos possível e as armaduras devem ser rectas (comprimento de anelagem = 60D).</div><div>- A seção dos varões encurvados emendados na mesma seção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando a seção dos varões se encurva superior à inferior para que não estejam na mesma seção; as emendas devem ser executadas por sobreposição de 15 vezes o diâmetro do varão.</div><div>- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas variando a varão, distanciando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de anelagem.</div></div></div>	
		<div>EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS</div>			
		<div><div><div>- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de anelagem = 70D).</div><div>- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de anelagem = 40D).</div></div></div>			



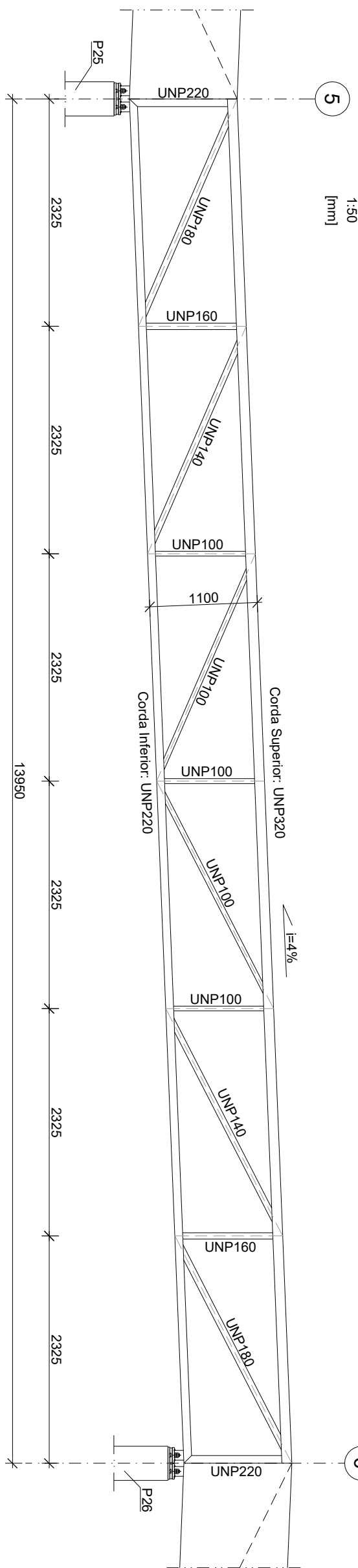




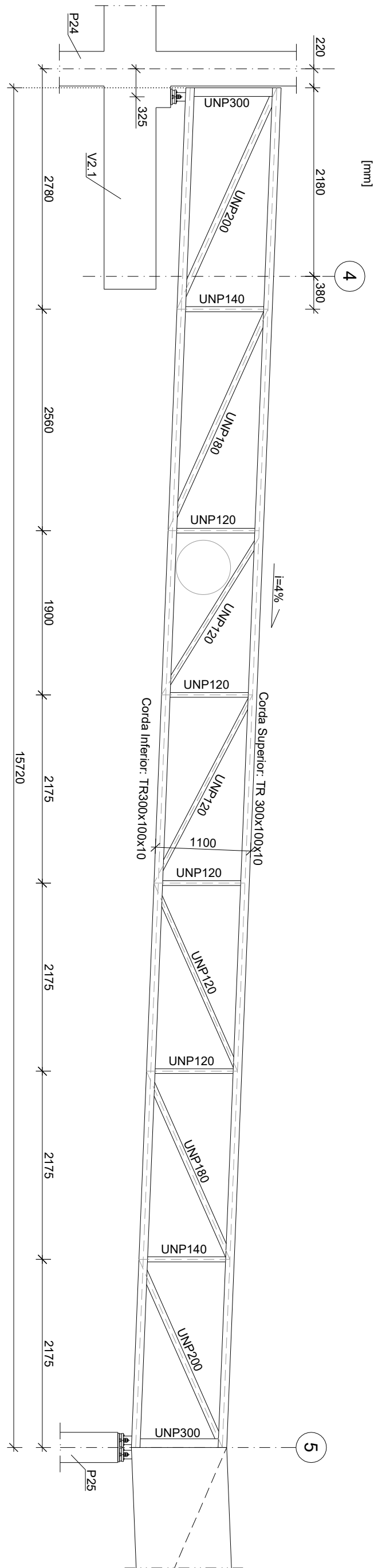
Alçado da Asna 1



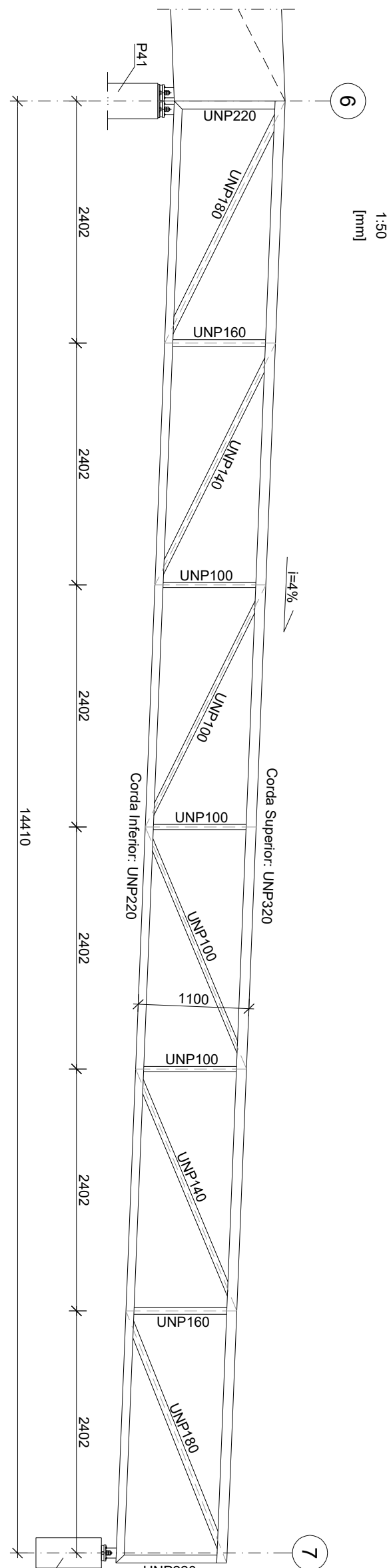
Alçado da Asna 2



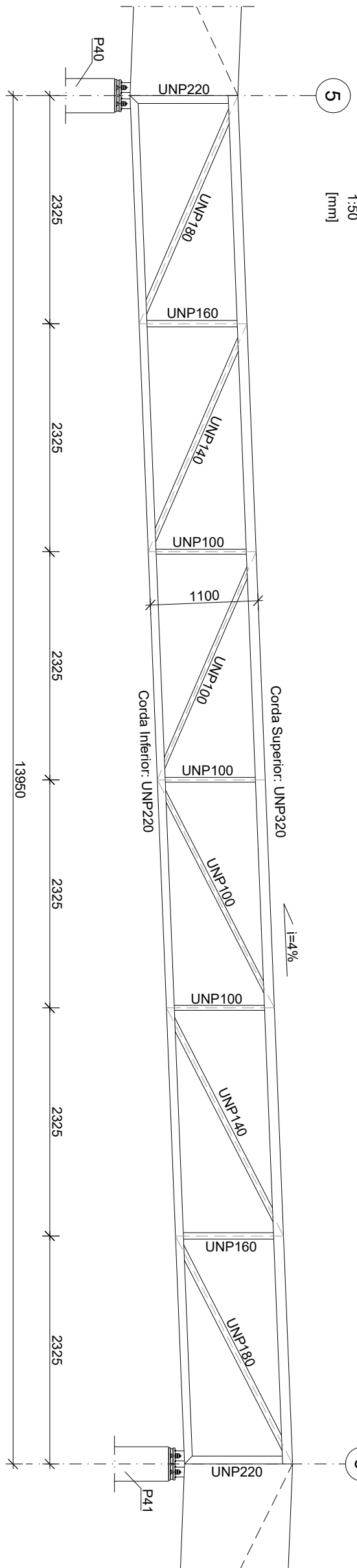
Alçado da Asna 3



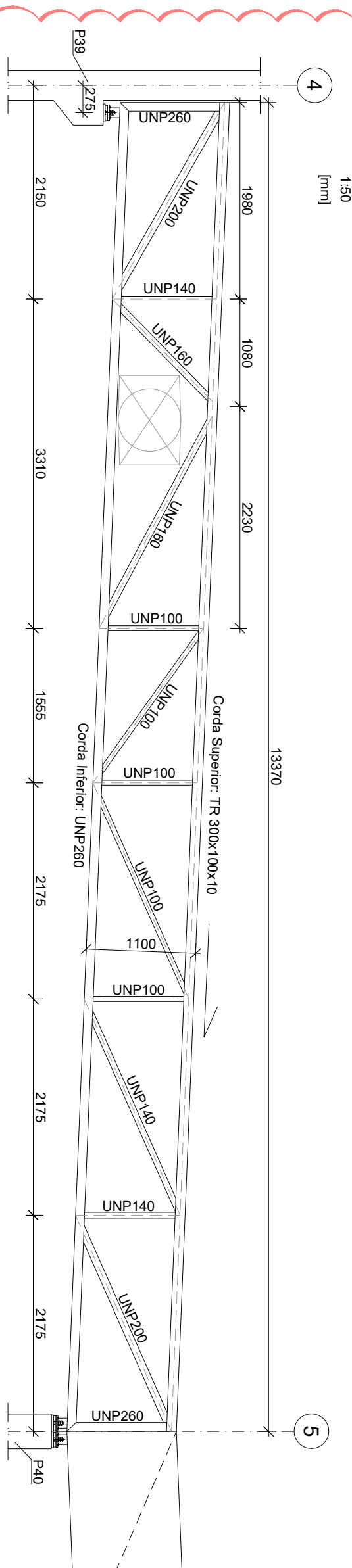
Alçado da Asna 4



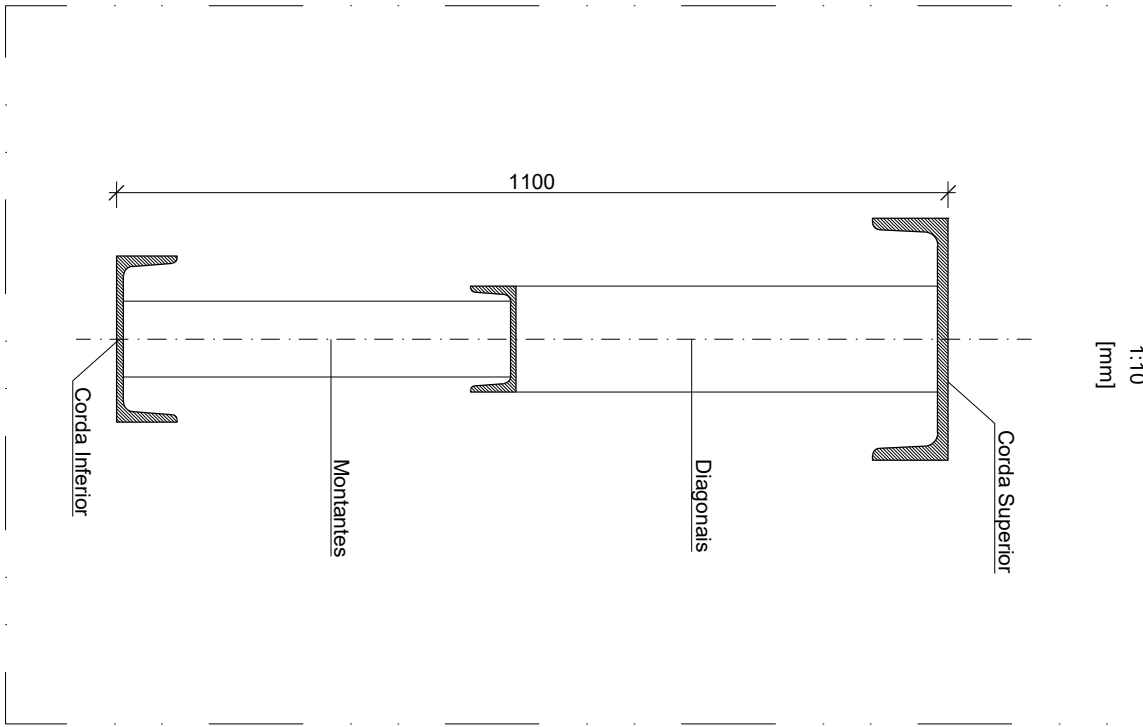
Alçado da Asna 5



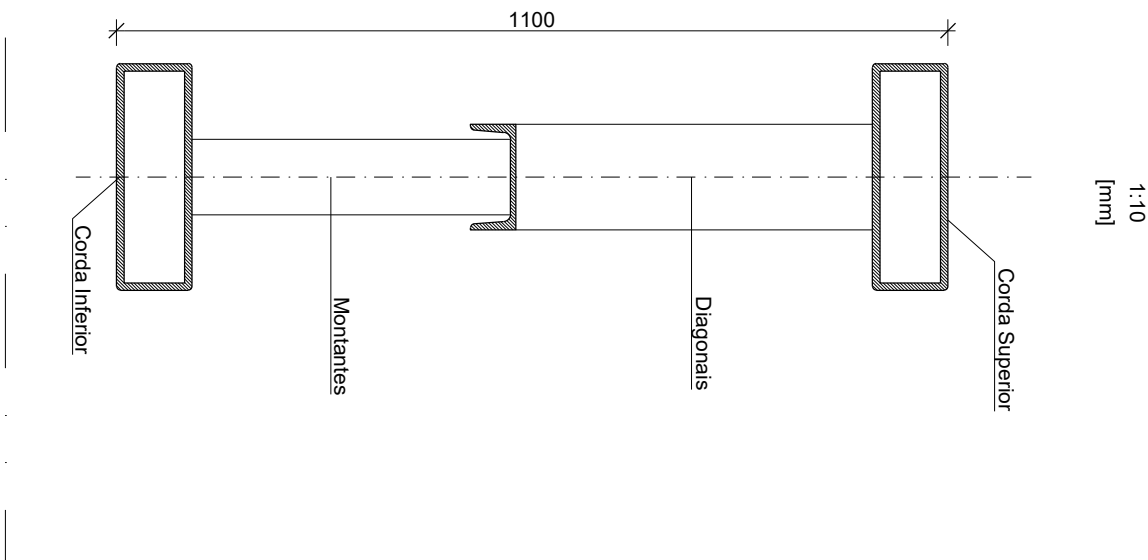
Alçado da Asna 6



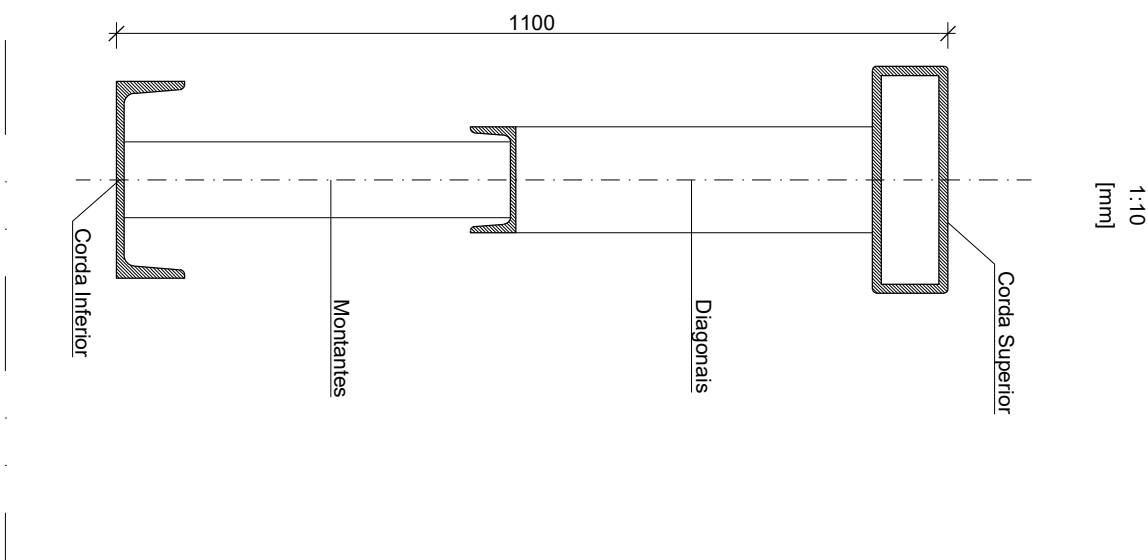
Secção Tipo - Asnas 1, 2, 4 e 5



Secção Tipo - Asna 3



Secção Tipo - Asna 6

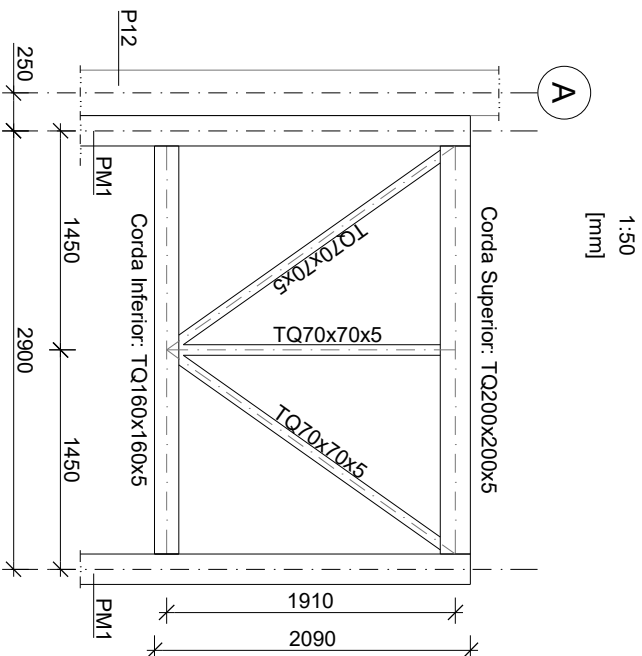


## Soldaduras

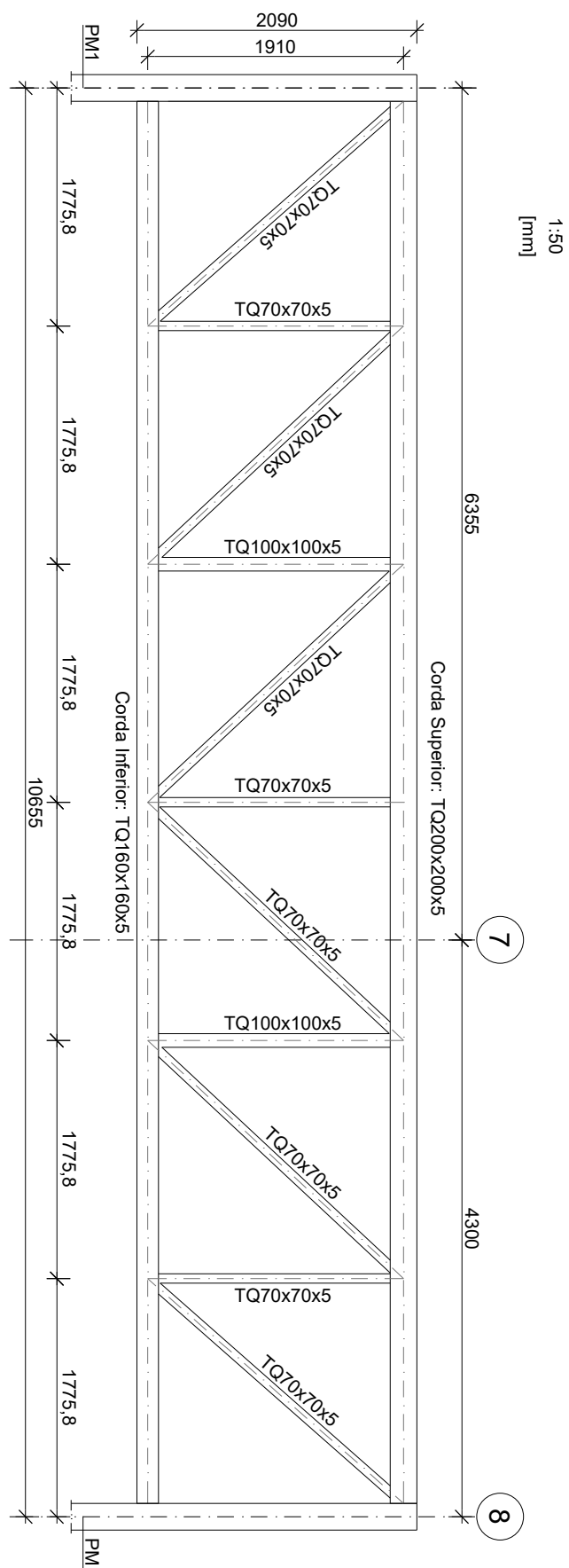
Simbologia	Montagem	Pormentor	Simbologia	Montagem	Pormentor
Oficina			Oficina		
</					



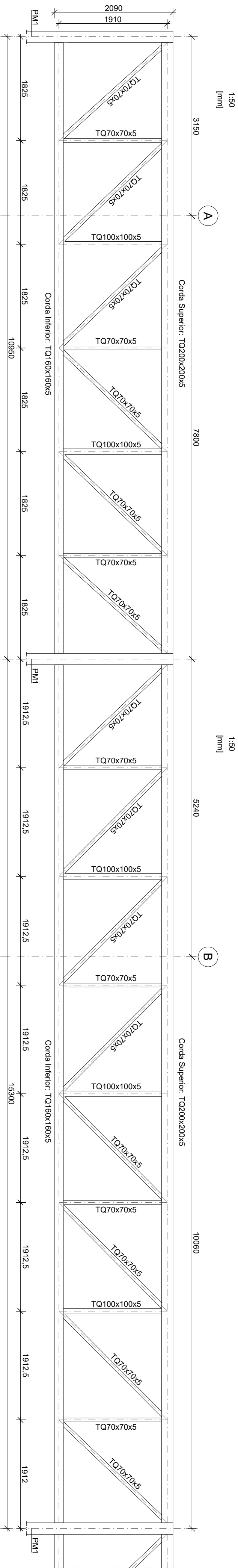
Alçado da Asna 7



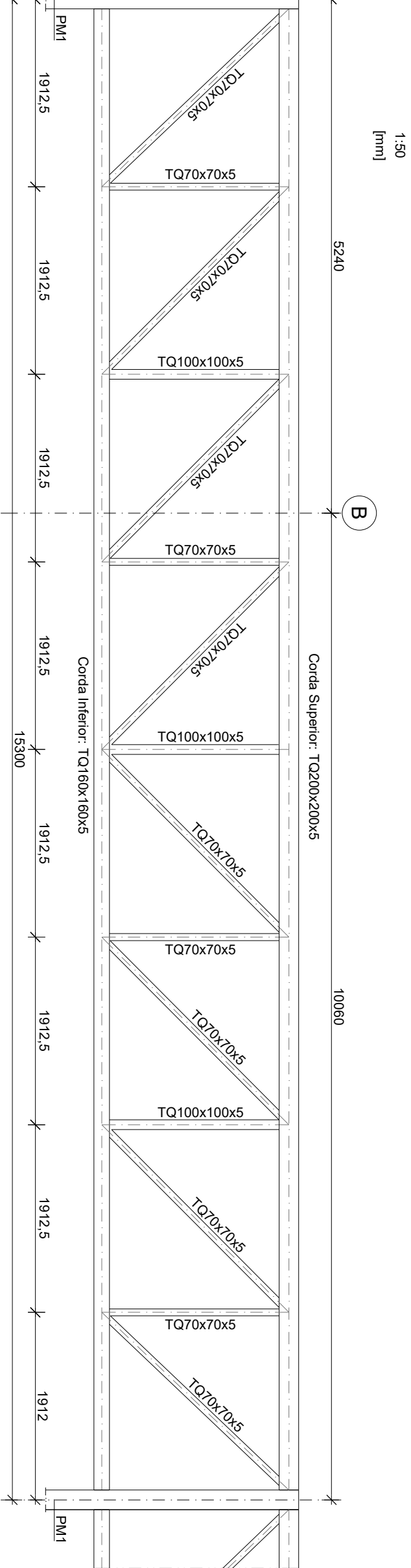
Alçado da Asna 8



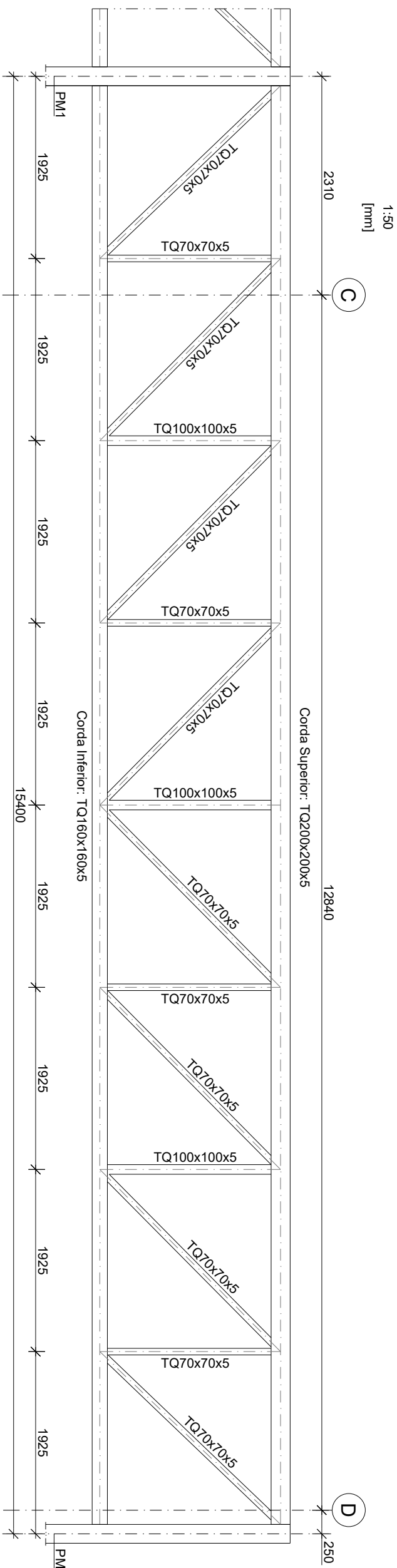
Alçado da Asna 9



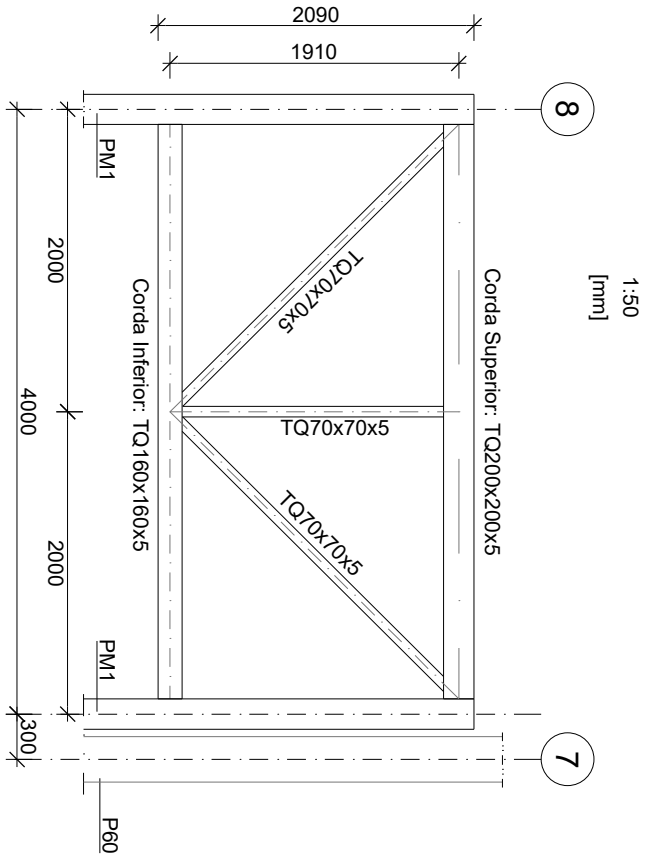
Alçado da Asna 10



Alçado da Asna 11



Alçado da Asna 12



NOTAS:

- As anas 7 a 12 são soldadas em obra nos pilares PM1 (TQ 200x200x5).

ESQUEMA DE PINTURA DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

SEM NECESSIDADE DE RESISTÊNCIA AO FOGO

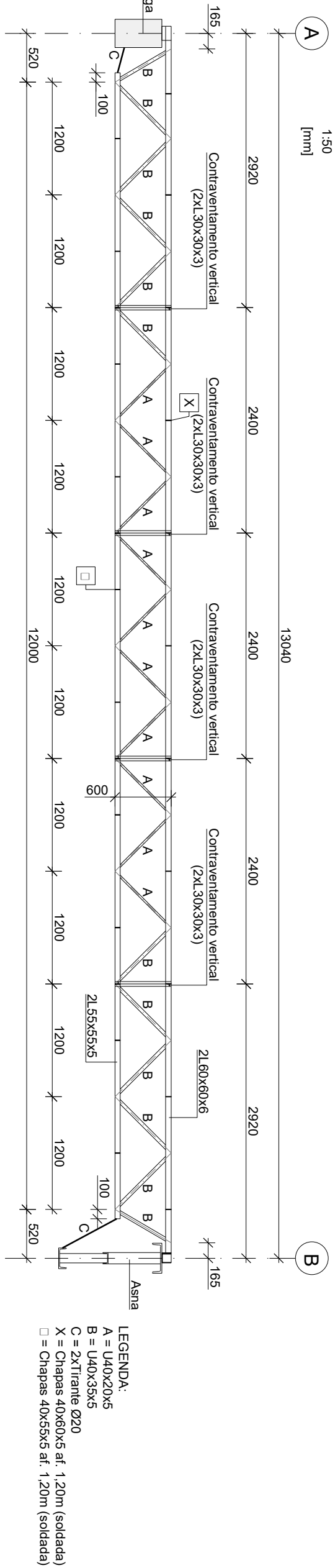
- Preparação: limpeza, desengraxe, jateamento até ao grau SA 2,5.
- Primeira camada: TQ 180x180x5 C-POX PRIMER 2800 (60µm).
- Segunda camada: TQ 180x180x5 C-POX PRIMER 2800 (60µm).
- Intermedida: esmal tipo TL-140 C-POX S140 MIO EO (120µm).
- Acabamento tipo TP-258 C-THANE S258 (60µm).

Soldaduras

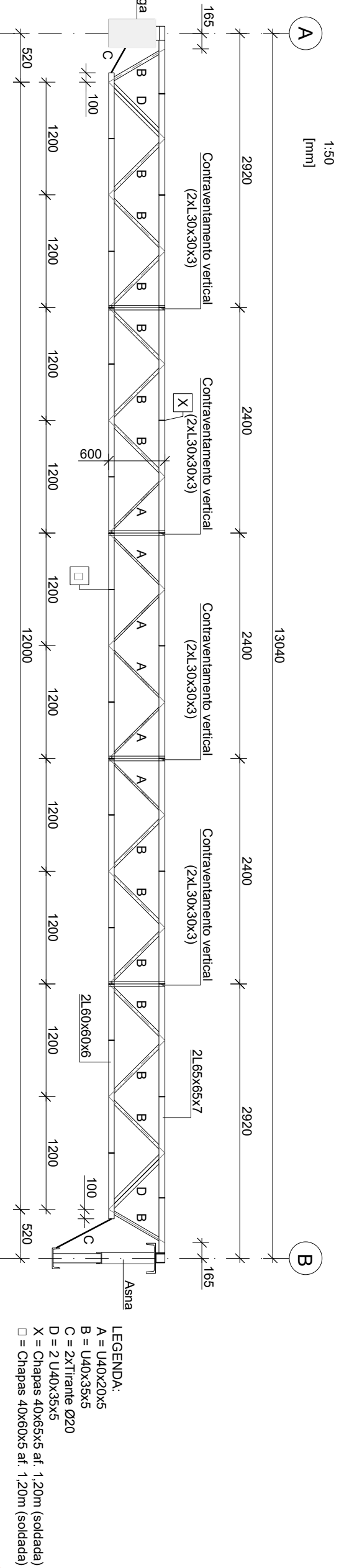
Simbologia	Montagem	Pormentor	Simbologia	Montagem	Pormentor
Oficina	Montagem	e<=6	Oficina	Montagem	e<=15



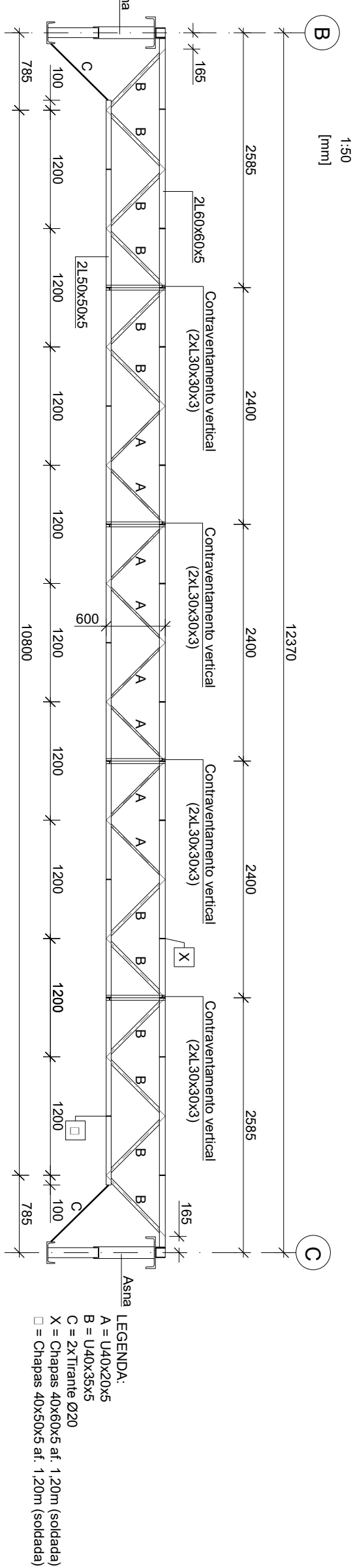
### Alçado da Madre 1



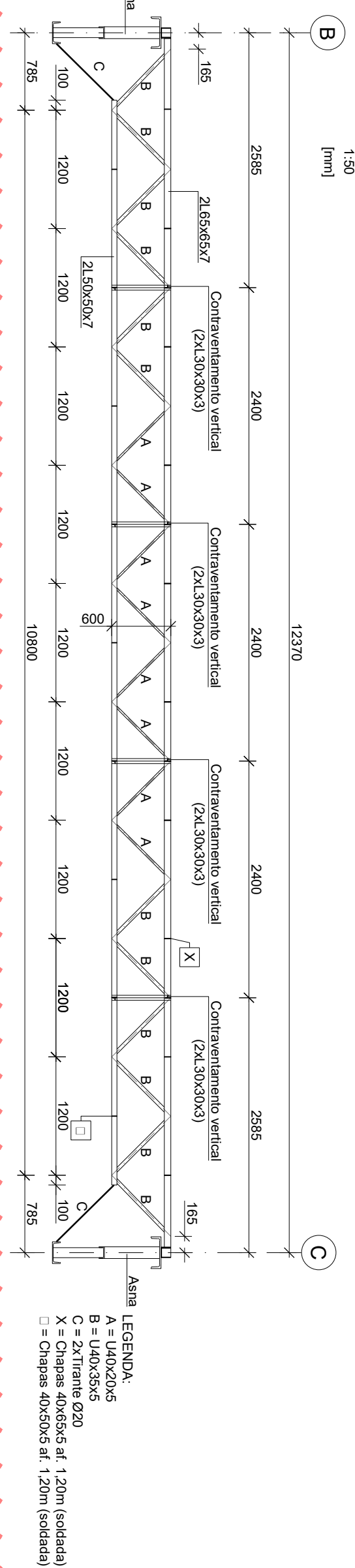
### Alçado da Madre 1R



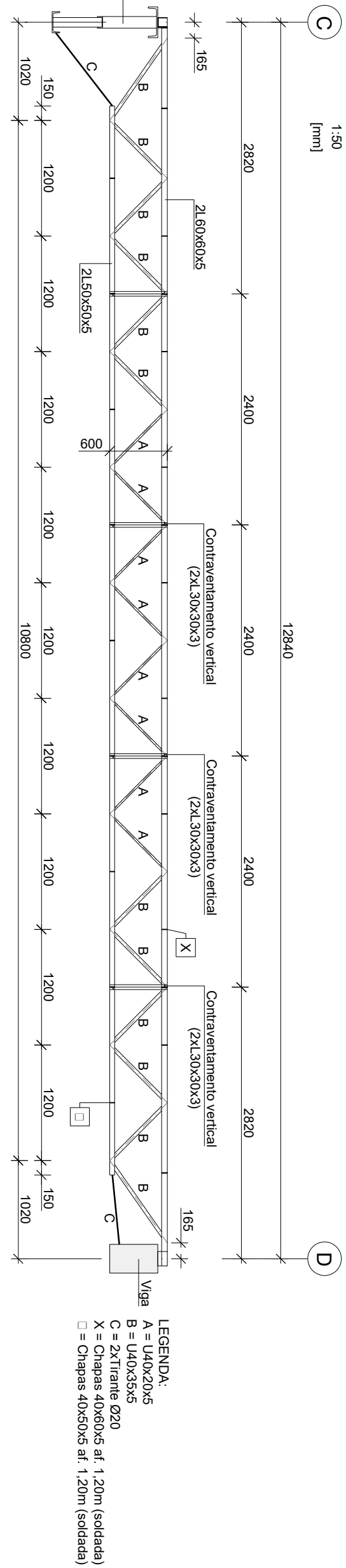
### Alçado da Madre 2



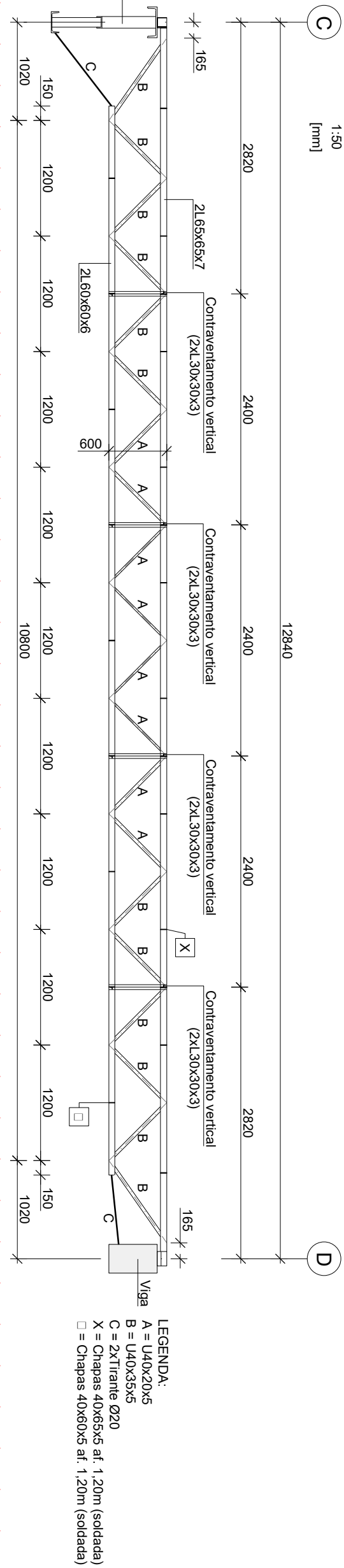
### Alçado da Madre 2R



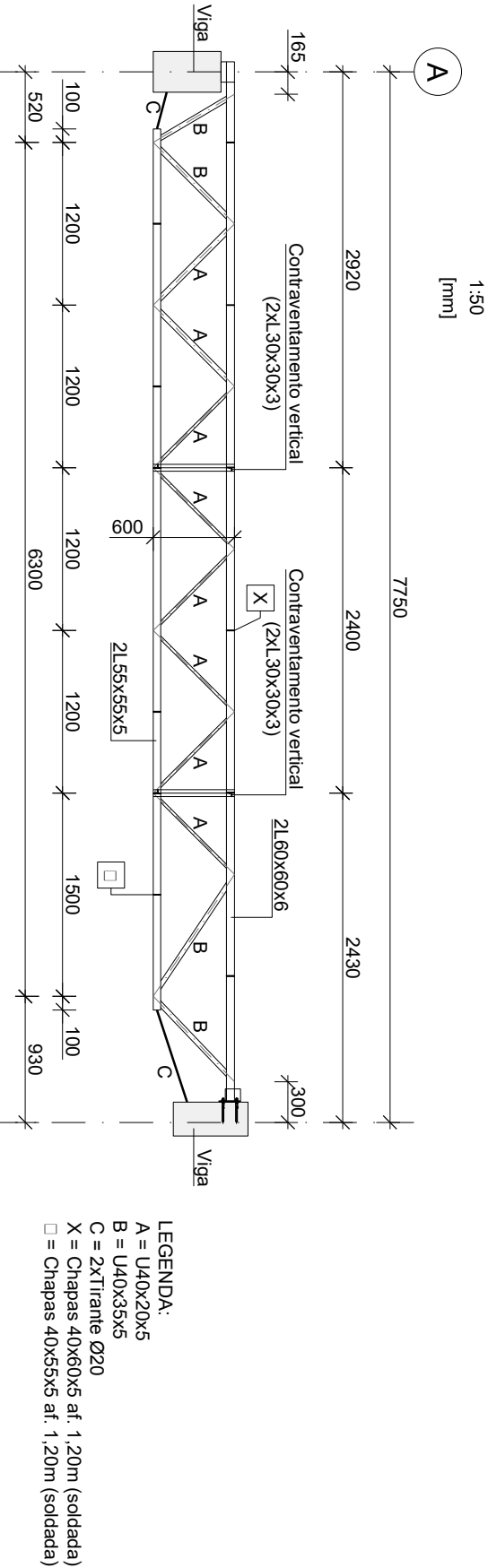
### Alçado da Madre 3



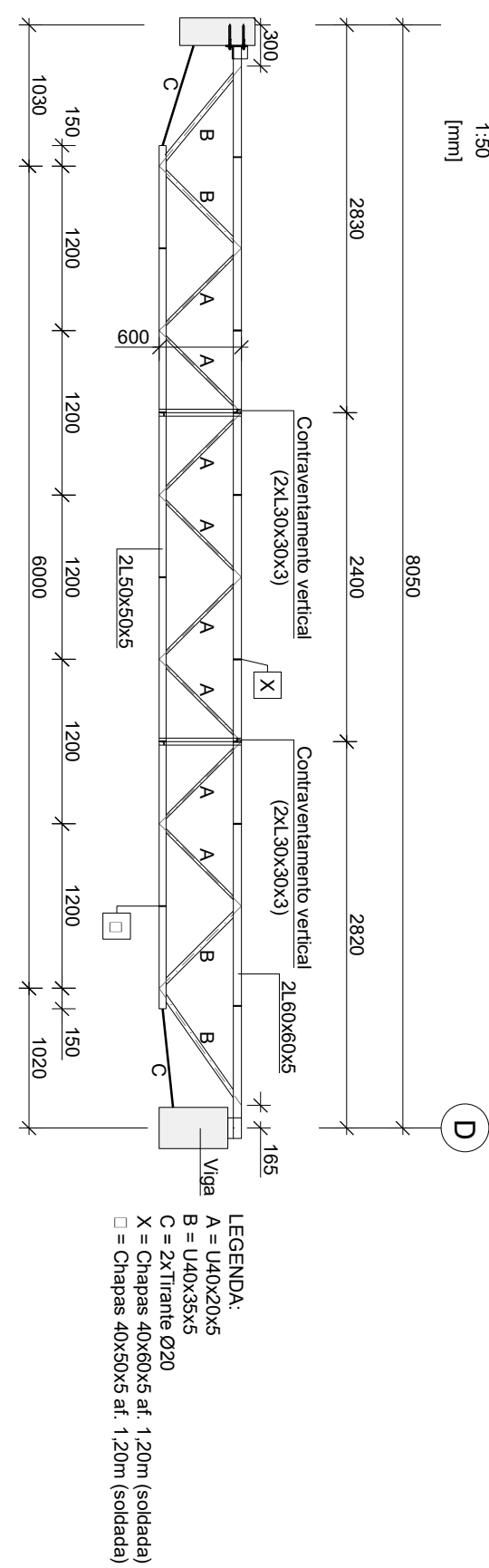
### Alçado da Madre 3R



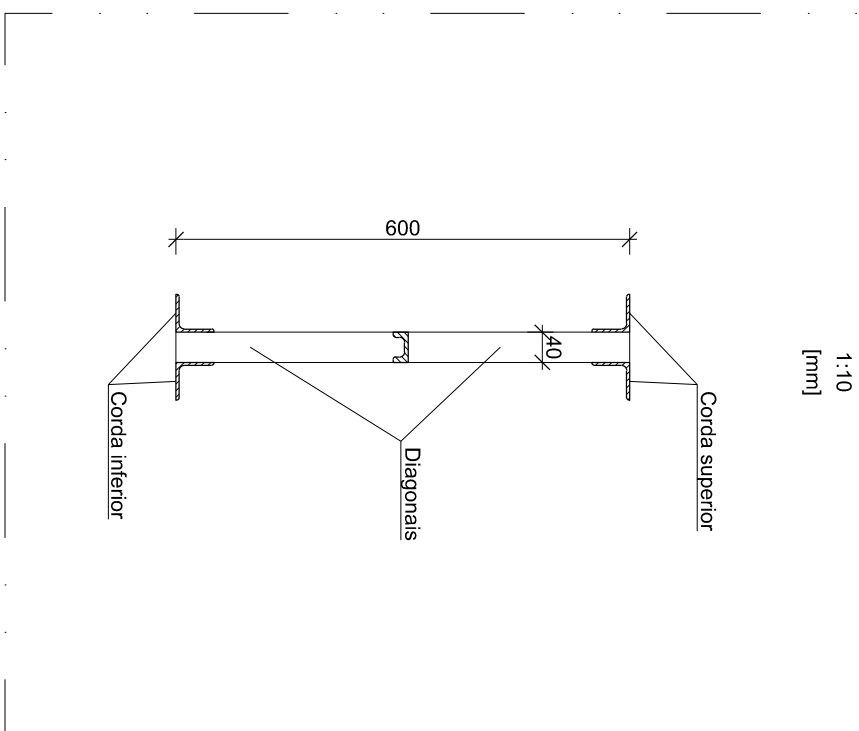
### Alçado da Madre 1.1



### Alçado da Madre 3.1

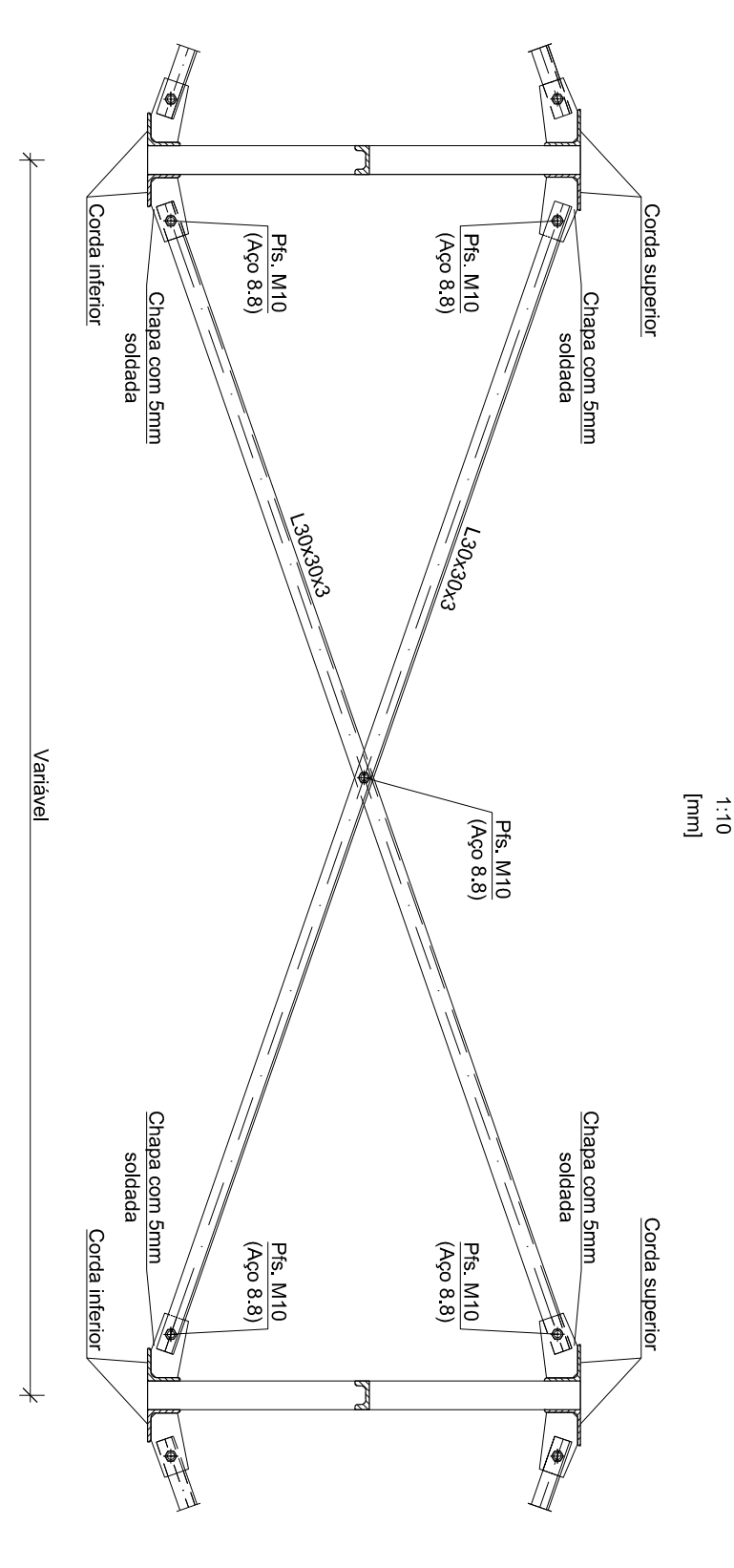


### Madres - Seção Tipo



QUADRO DE CONTRAFLECHAS	
Madres	Contraflecha a meio viga [mm]
1R	15
2	25
2R	10
3	20
3R	25

### Contraventamento Vertical Tipo das Madres



### Soldaduras

Simbologia	Montagem	Pormenor	Simbologia	Montagem	Pormenor

Ventilação das Soldaduras		Soldaduras em Geral	
Rx	Por Raio X		
U	Por Ultra Sons		

**NOTA:**  
Préparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de estruturas de Aço para Edifícios (nrº 28 a 37, 60, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EUROCODIGO 3 sobre execução e controlo de qualidade.

#### NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno 280kPa. Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra.
- As paredes divisorias de alvenaria deverão ser isoladas das lajes por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "PLASTOCRETE-NT" ou equivalente.
- As betoneiras e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projeto de execução e submeter a aprovação do projectista.
- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projeto de arquitetura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projeto de execução.

#### QUADRO DE MATERIAIS

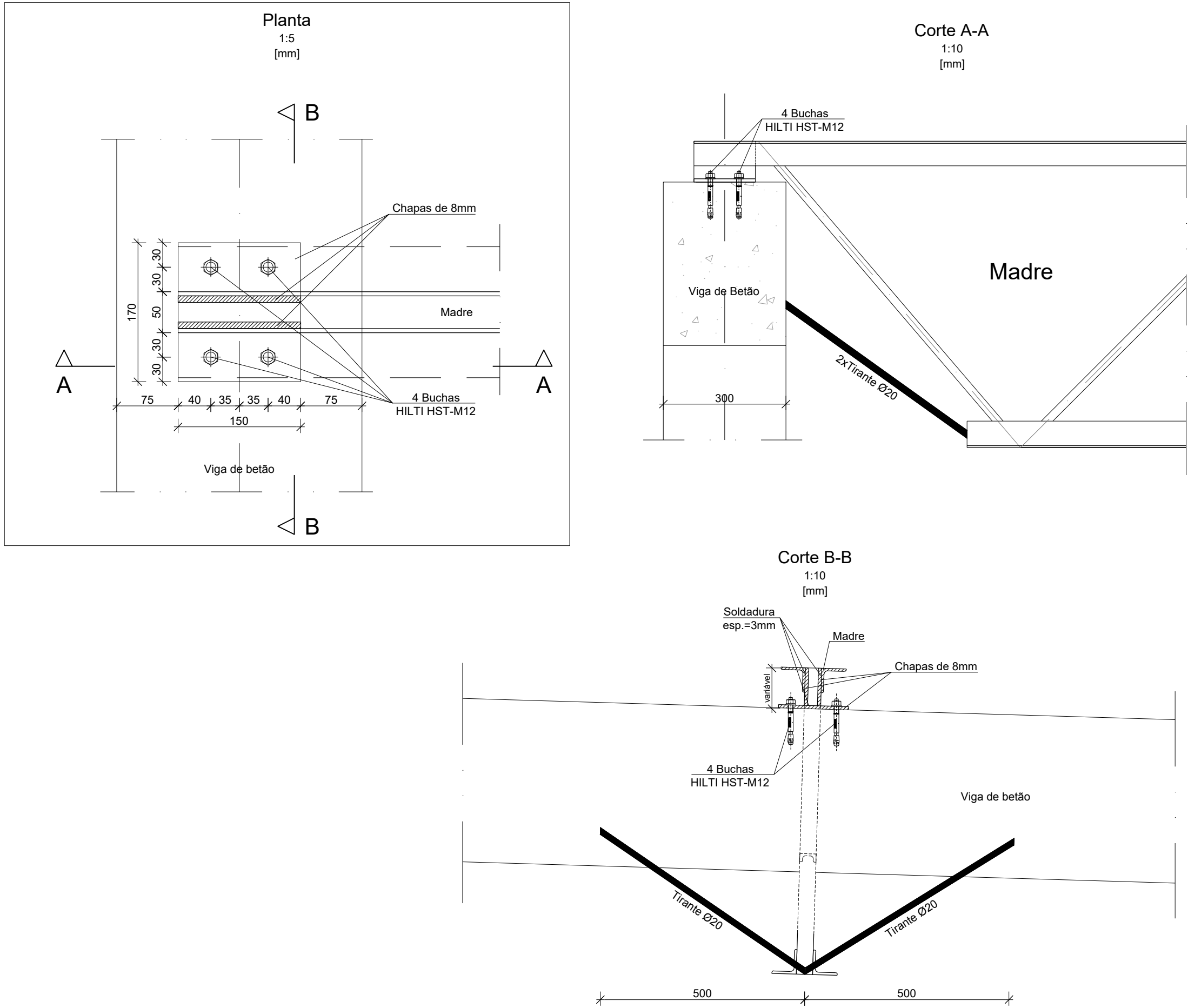
Tempo de vida útil da estrutura		Carga útil, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de Inspeção 1 (NP EN 13870:2011)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)					
		BETÃO					
En conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recomendado (mm)	Exposição ambiental	Cores	Dmáx (mm)	Consistência	
Pavimento Terreno	C25/30	30	-	XC4(p)	Cl.0.40	22	S3
Vigas e Planos	C30/37	35	-	XC4(p)	Cl.0.40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC4(p)	Cl.0.40	22	S3
Lamelas	C25/30	45	-	XC2(p)	Cl.0.40	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	XC2(p)	Cl.0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	XC0(p)	Cl.1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	XC0(p)	Cl.1.0	-	S3
AÇO							
Elemento	Classe	Armadura Oclatada	AS500NR			EN 10080	
Rede electrossoldada	AS500EL					EN 10080	
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR					EN 10025	
Aço estrutural (perfis tubulares coos)	S275 JR					EN 10210-1	
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8					EN 20898-1	

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

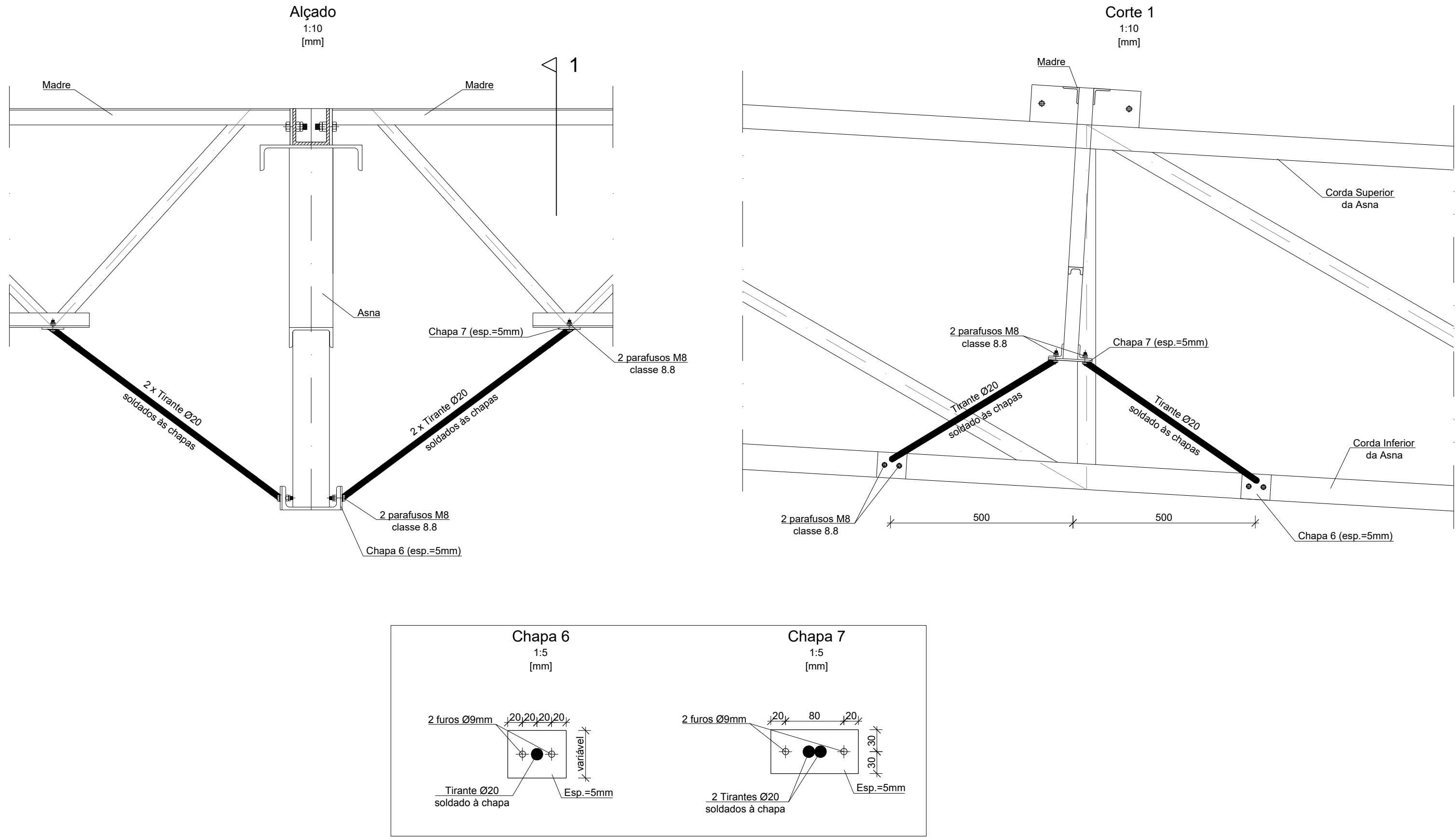
Tempo de vida útil da estrutura		Classe para 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de Inspeção		Classe de Inspeção 1 (NP EN 13870:2011)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)					
		BETÃO					
Elemento	Classe	Recomendado [mm]	Exposição ambiental	Cores	D <sub>max</sub> [mm]	Consistência	
Pavimento Terreno	C25/30	30	XC4(p)		Cl.0.40	22	S3
Vigas e Planos	C30/37	35	XC4(p)		Cl.0.40	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	XC4(p)		Cl.0.40	22	S3
Lamelas	C25/30	45	XC2(p)		Cl.0.40	22	S3
Sapatas	C25/30	50	XC2(p)		Cl.0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	X0(p)		Cl.1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	X0(p)		Cl.1.0	-	S3
		AÇO		Norma			
Elemento	Classe	Armadura Oclatada	AS500NR	EN 10080			
Rede electrossoldada	AS500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminados)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares coos)	S275 JR	EN 10210-1					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1					



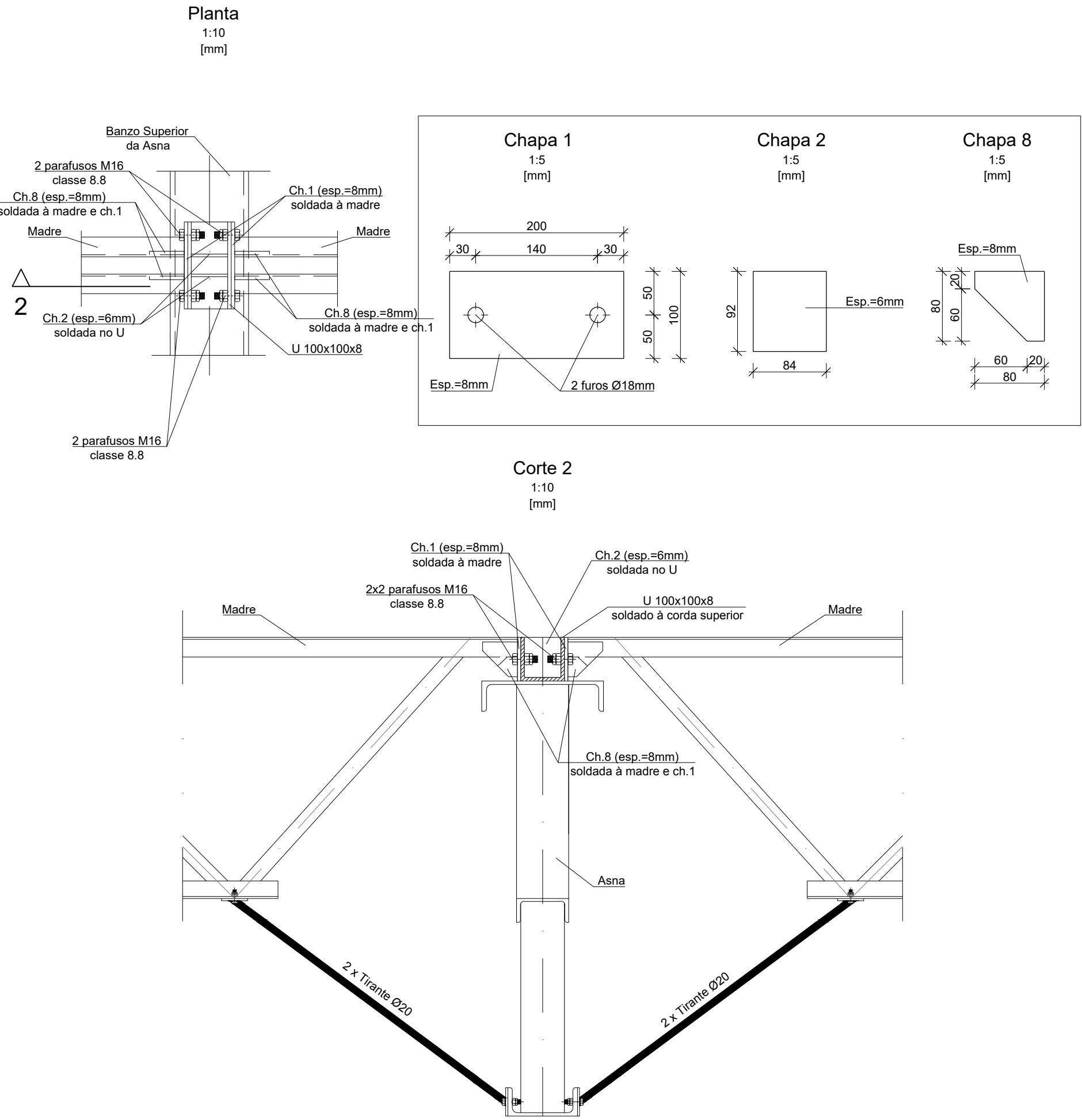
Pormenor Tipo - Ligação da Madre à Viga de Betão  
Ligação de Base



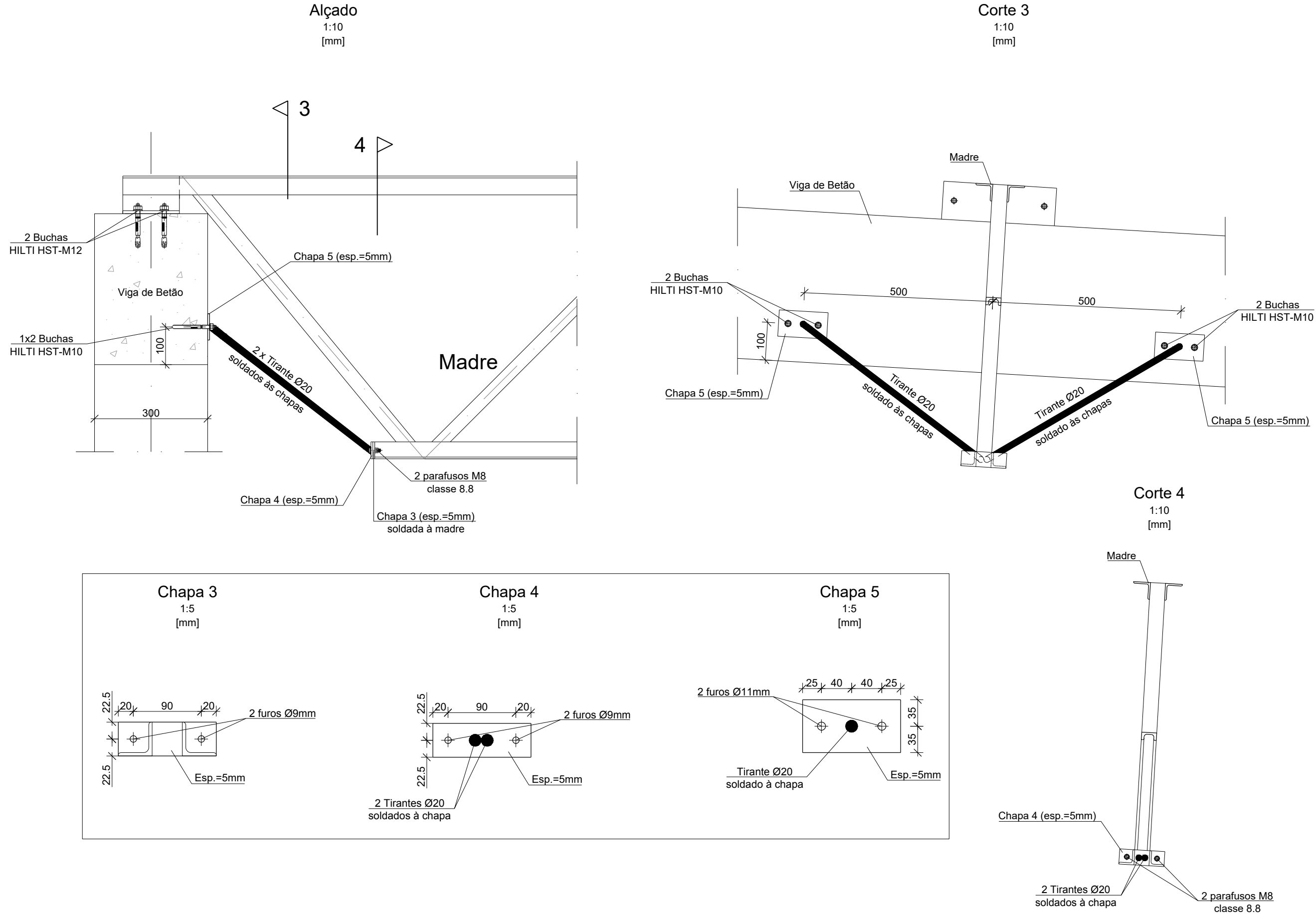
Pormenor Tipo - Ligação dos Tirantes às Asnas e Madres



Pormenor Tipo - Ligação das Madres às Asnas



Pormenor Tipo - Ligação dos Tirantes às Madres e à Viga de Betão



Soldaduras

Simbologia		Pormenor	Simbologia		Pormenor
Oficina	Montagem		Oficina	Montagem	

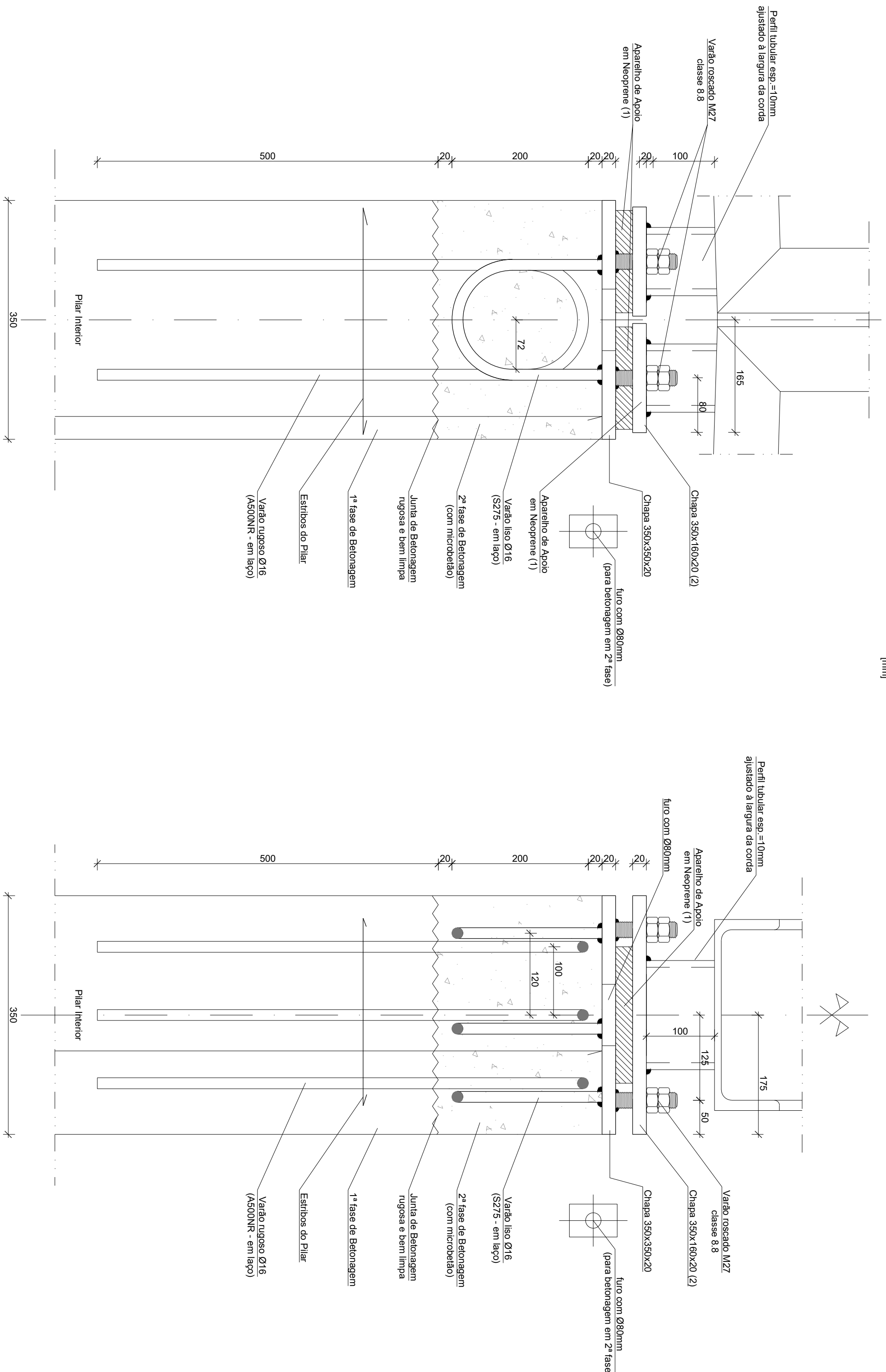


Soldaduras

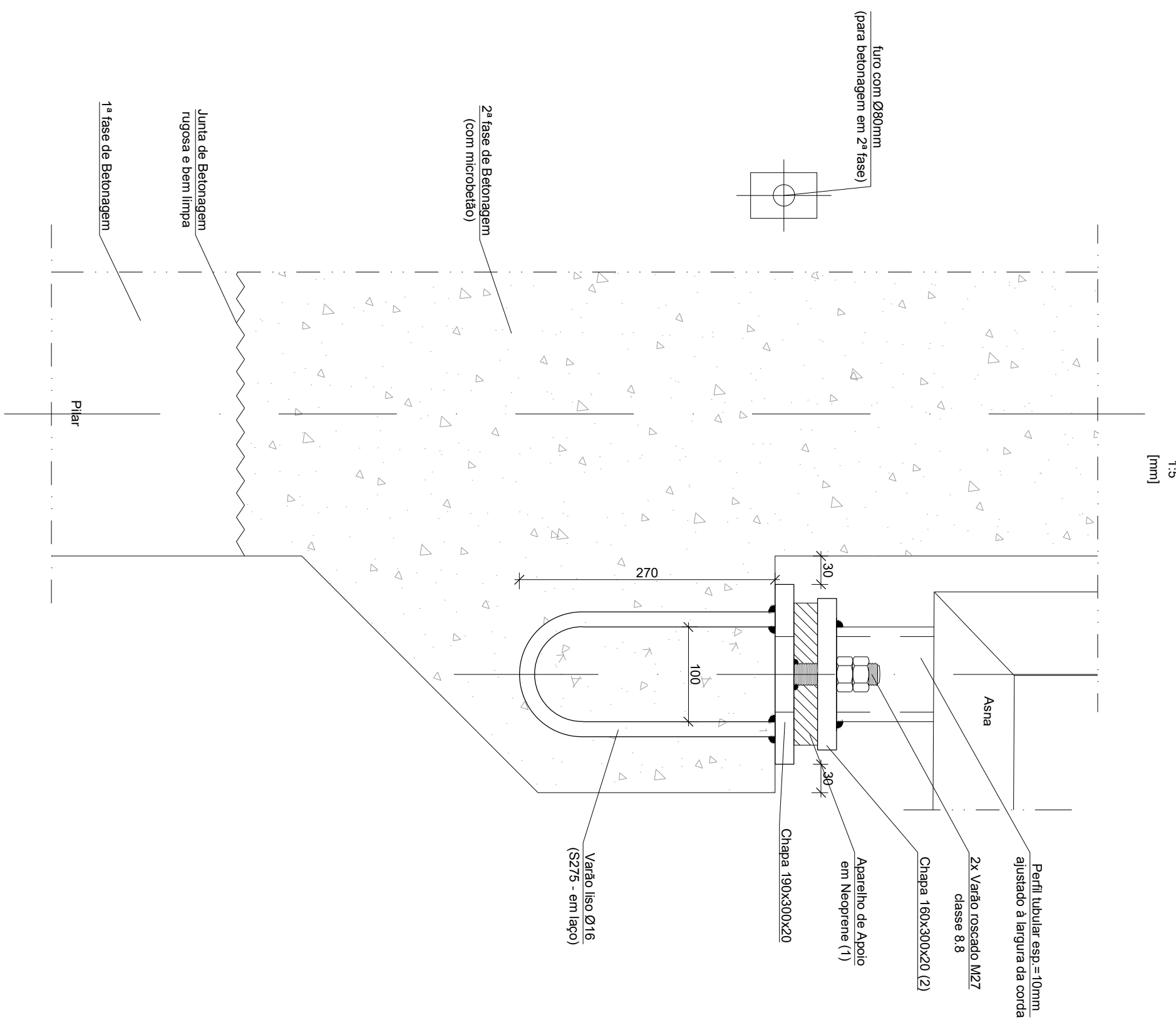
Simbologia		Pormenor		Simbologia		Pormenor
Origina	Montagem	e<=6		Origina	Montagem	e<=15



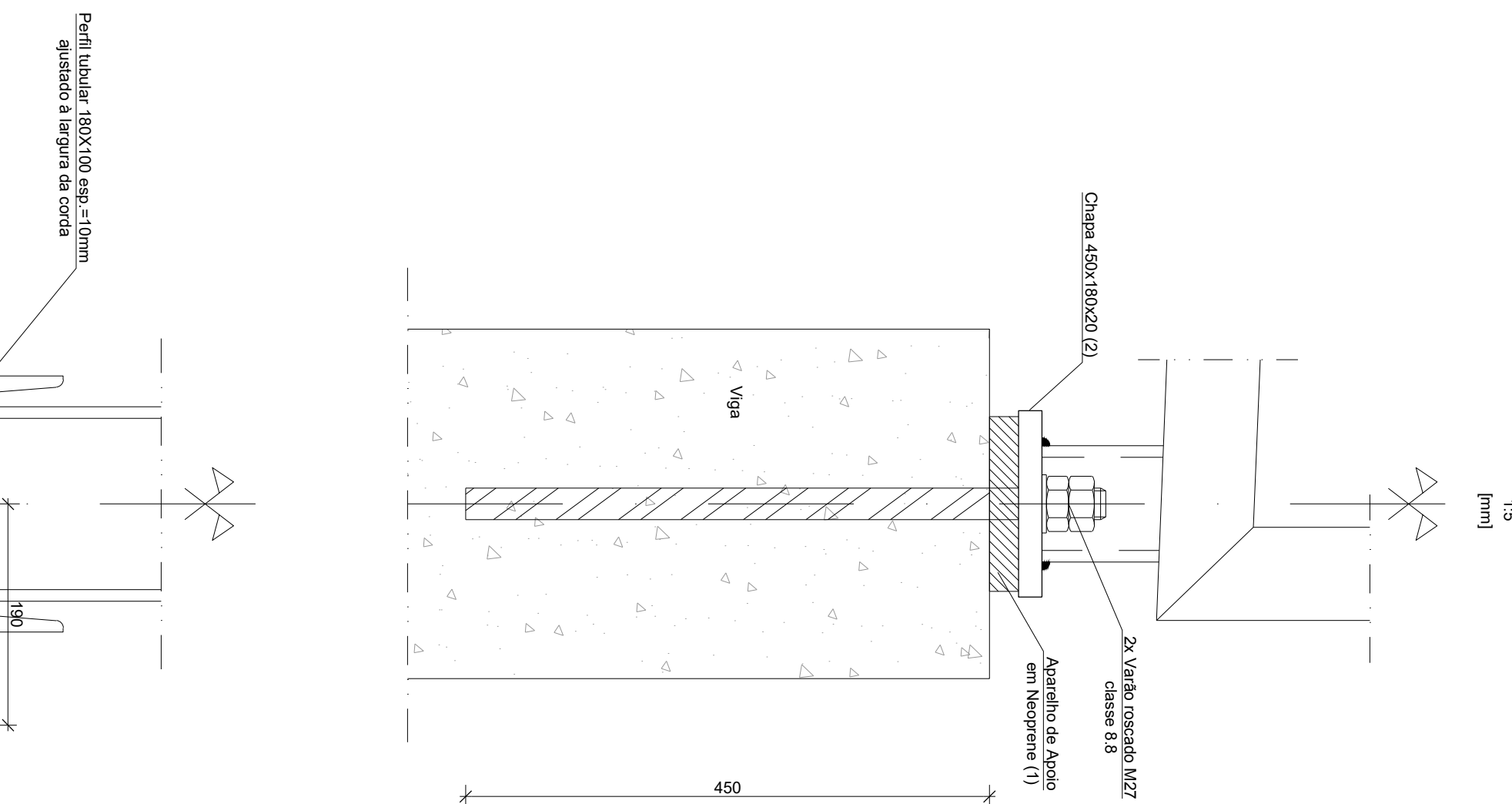
### Pormenor de Ligação das Asnas aos Pilares Interiores (P25, P26, P40 e P41)



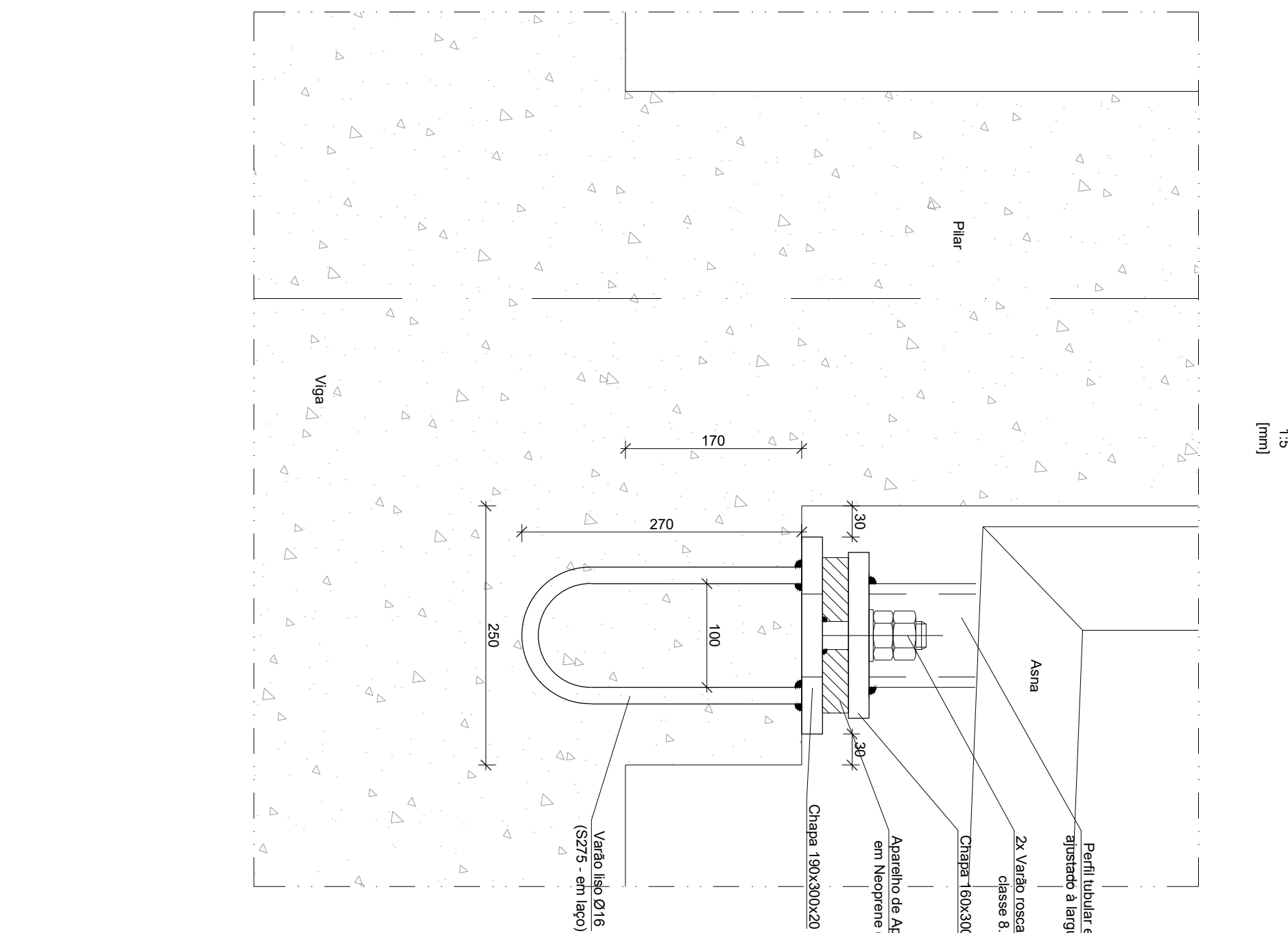
### Pormenor de Ligação da Asna 6 ao Pilar P39



Pormenor de Ligação da Asna 1e Asna 4 à Viga V11.1 (Eixo 7)



### Pormenor de Ligação da Asna 3 à Viga V2.1 / Pilar P24



## Soldaduras

Simbolisasi		Pemerint	Simbolisasi		Pemerint
Otina	Montagem		Otina	Montagem	
		e ≤ 6			e ≤ 6
		e ≤ 15			e ≤ 15
		e ≥ 15			e ≥ 15

NOTA:  
Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (artº 26 a 37, 6º, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EURODÍGEO 3 sobre execução e controlo de quantidade.

NOTAS:

- Tensão de Segurança no Terno = 280KPa. Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cristas inclinadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra. As paredes distintas de alvenaria deverão ser isoladas das lajas por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de ser foras do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de solidadura deve ser considerado um cordão com 0,0 espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de angulo, ou de penetração total nas juntas de topo.
- Deverá ser utilizado no betão um aditivo hidrofóbico tipo "PLASTOCRETE-N" ou equivalente.
- As heterogeneas e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos zanzamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das divisões especializadas.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executante de acordo com o projecto de execução e submissão à aprovação do projectista.
- A pormenorização da cobertura Deck deve ser consultada no projecto de arquitectura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS									
Tempo de vida útil da estrutura		Cargueira 4, 50 anos (EN 1980)							
Requisitos de inspeção		Classe de Inspeção 1 (Nº EN 13570 2011)							
Classe de exceção de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)							
BEFO									
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NF EN 206 : 2007					Dmak (mm)	Conselo	
		Reconhecimento (mm)		Exposição ambiental	Cieiros				
		Armadura passiva	Armadura de pretensão						
Pavimento Têrreo	C25/30	30	-	XC4(p)	Cl.0.40	22	S		
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC1(p)	Cl.0.40	22	S		
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	XC1(p)	Cl.0.40	22	S		
Limites	C25/30	45	-	XC2(p)	Cl.0.40	22	S		
Saídas	C25/30	50	-	XC2(p)	Cl.0.40	25	S		
Regularização	C12/15	-	-	X0(p)	Cl.1.0	-	S		
Enchimento	LC18/18	-	-	X0(p)	Cl.1.0	-	S		
Apo									
Elemento	Classe	Norma							
Armadura Oclmária	A500NR	EN 10080							
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10081							
Apo estrutural (perfis Irimares)	S275 JR	EN 10025							
Apo estrutural (perfis tubulares coos)	S275 JO	EN 10210-1							
Parafusos, Buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1							

[illegible]

# Soldaduras



Simbologia		Pormenor	Simbologia		Pormenor
Ortografia	Montagem		Ortografia	Montagem	

NOTA.

Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (aer<sup>o</sup> 26 a 37, 60, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EUROCODIGO 3 sobre execução e controlo de qualidade.

## AS-

- Teste de Segurança do Teto de 280kPa. Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra.
- As paredes divisoras de alvenaria deverão ser isoladas dos laços por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no meio um ativo hidrôgeno tipo "PLASTOCETEC-N" ou equivalente.
- As heterogeneis e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executora de acordo com o projeto de execução e submeter à aprovação do projectista.
- A nomeinação da cobertura Deck deve ser consultada no projeto de arquitetura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executora de acordo com os elementos do projeto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS						
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção 1 (NF EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas		EC2 (EN 1090)				
BETÃO						
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NF EN 206-1:2007				Consistência
		Recobrimento (mm)	Exposição ambiental	Coresos	Dmax (mm)	
Pavimento Têrreo	C25/30	30	-	-	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	-	22	S3
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	-	22	S3
Lunetas	C25/30	45	-	-	22	S3
Sapatas	C25/30	50	-	-	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	-	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	-	CL 1,0	Classe de massa inferior a D1 0.800 kg/m³)
AÇO						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Oridante	A500NR	EN 10080				
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10080				
Aço estrutural (perfis laminados)	S275 JR	EN 10025				
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 J0	EN 10210-1				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20086-1				

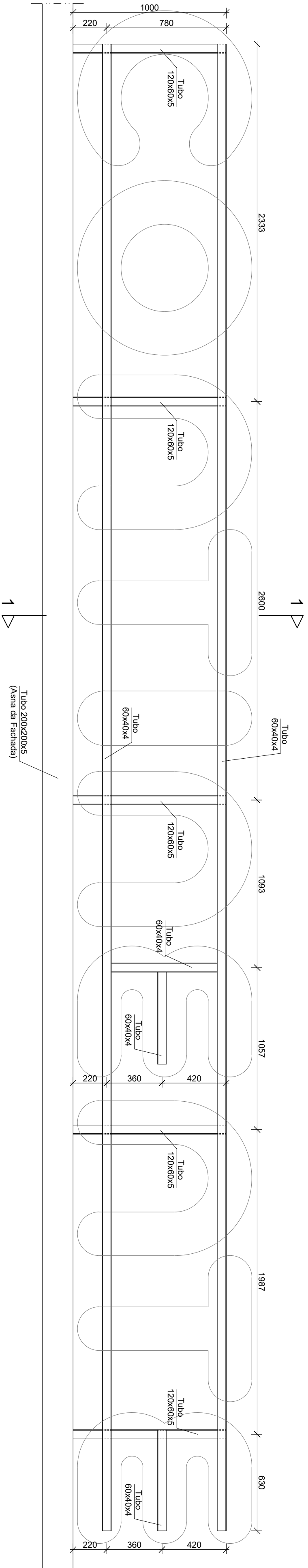
[illegible]

## Estrutura de Suporte dos Painéis "Continente"

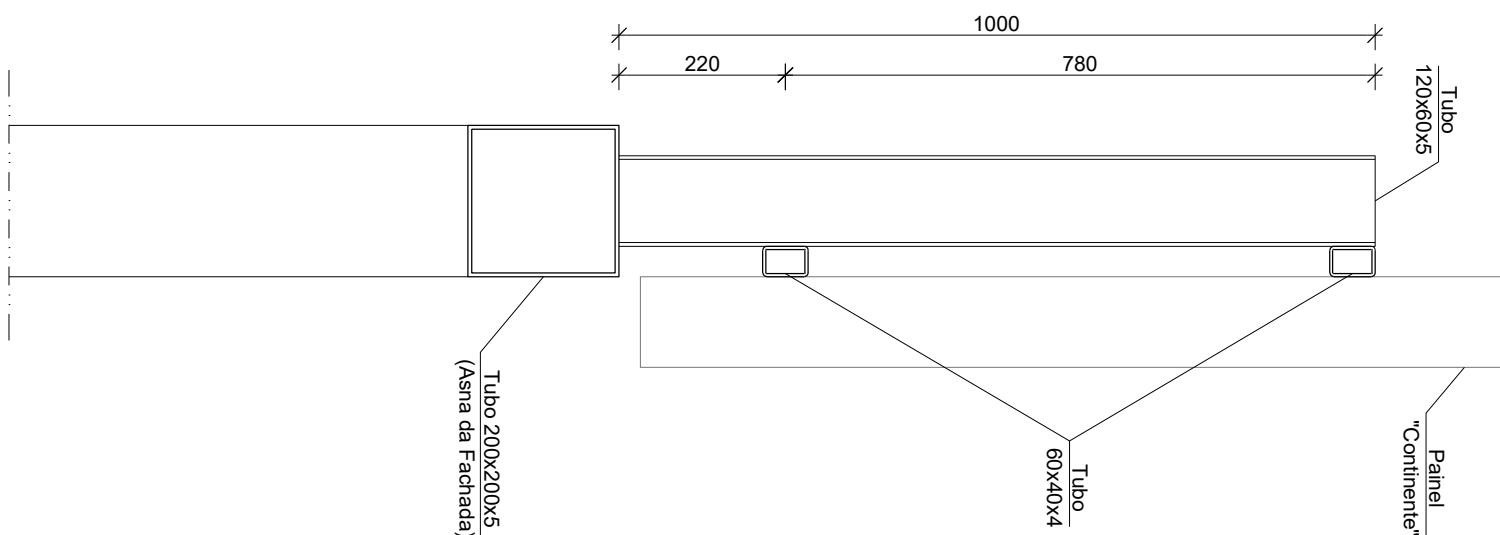
(Fachada Frontal e Fachada Lateral)

1:20  
[mm]

1:20  
[mm]



Corte 1-1  
1:10  
[mm]



# Soldaduras



Simbologia		Pormenor	Simbologia		Pormenor
Oficina	Montagem		Oficina	Montagem	

NOTA.

Preparação e execução das soldaduras segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (aer<sup>o</sup> 26 a 37, 60, 65, NP 1515) e cumprimento das recomendações do EUROCODIGO 3 sobre execução e controlo de qualidade.

## AS-

- Teste de Segurança do Teto de 280kPa. Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projeto de arquitetura e confirmadas em obra.
- As paredes divisoras de alvenaria deverão ser isoladas dos laços por um material flexível e instaladas em calhas que as impeçam de sair fora do plano.
- Quando não se encontrar especificada a espessura de soldadura deve ser considerado um cordão com 0,7 da espessura do elemento mais fino a soldar nas juntas de ângulo, ou de penetração total nas juntas de topo a topo.
- Deverá ser utilizado no meio um ativo hidrôgeno tipo "PLASTOCETEC-N" ou equivalente.
- As heterogeneis e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura metálica deve ser realizada pela entidade executora de acordo com o projeto de execução e submeter à aprovação do projectista.
- A nomeinação da cobertura Deck deve ser consultada no projeto de arquitetura.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executora de acordo com os elementos do projeto de execução.

QUADRO DE MATERIAIS									
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de inspeção			Classe de inspeção 1 (NF EN 13670:2011)						
Classe de execução de estruturas metálicas			EC2 (EN 1090)						
BETÃO									
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NF EN 206-1:2007					Coresco	Dmax (mm)	Consistência
		Recimentação (m³)		Exposição ambiental					
		Amadura pré-tensionada	Amadura de pré-tensiono						
Pavimento Têrreo	C25/30	30	-	-	XC4(II)	CL0,40	22	S3	
Vigas e Placas	C30/37	35	-	-	XC1(II)	CL0,40	22	S3	
Lajes e Paredes	C30/37	30	-	-	XC1(II)	CL0,40	22	S3	
Lunetas	C25/30	45	-	-	XC2(II)	CL0,40	22	S3	
Sapatas	C25/30	50	-	-	XC2(II)	CL0,40	25	S3	
Regularização	C12/15	-	-	-	X0(II)	CL1,0	-	S3	
Enchimento	LC16/18	-	-	-	X0(II)	CL1,0	-	S3	Classe de massa volumica (D = 1.800 kg/m³)
AÇO									
Elemento	Classe	Norma							
Amadura Otidiana	A500NR	EN 10080							
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10080							
Aço estrutural (perfis laminados)	S275 JR	EN 10025							
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 JO	EN 10210-1							
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20086-1							

[illegible]



## **Anexo de Cálculo**



## Madre 1

### Verificação de Segurança (E.L.U.)

[illegible]

[illegible]

MADRE 1  
Diagonais

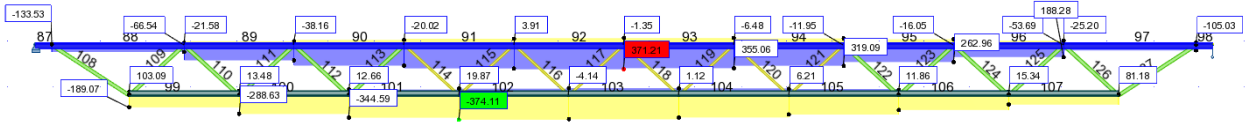
Perfis UNP

Barra	Caso	N (kN)	L (m)	Seção	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>xx</sub> (cm <sup>4</sup> )	L0 (m)	Ner (kN)	Nrd- (kN)	Nrd+ (kN)	λ	α	φ	χ
24	8 (C)	-26,86	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
24	9 (C)	26,75	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	127,99	-	0,66	0,49	0,83	0,75
24	10 (C)	-66,92	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
24	11 (C)	-44,72	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
24	8 (C)	-26,89	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
24	9 (C)	26,73	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	127,99	-	0,66	0,49	0,83	0,75
24	10 (C)	-66,95	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
24	11 (C)	-44,75	0,66	U40x35	6,21	6,68	0,594	392,39	-	170,78	0,66	0,49	0,83	0,75
25	8 (C)	31,65	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
25	9 (C)	-31,74	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
25	10 (C)	79,03	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
25	11 (C)	52,77	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
25	8 (C)	31,68	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
25	9 (C)	-31,71	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
25	10 (C)	79,06	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
25	11 (C)	52,8	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
26	8 (C)	-19,79	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
26	9 (C)	19,41	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
26	10 (C)	-49,05	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
26	11 (C)	-32,84	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
26	8 (C)	-19,82	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
26	9 (C)	19,39	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
26	10 (C)	-49,08	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
26	11 (C)	-32,86	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
27	8 (C)	20,14	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
27	9 (C)	-20,23	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
27	10 (C)	50,33	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
27	11 (C)	33,6	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
27	8 (C)	20,17	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
27	9 (C)	-20,21	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
27	10 (C)	50,35	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
27	11 (C)	33,63	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
28	8 (C)	-16,26	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
28	9 (C)	16	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
28	10 (C)	-40,35	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
28	11 (C)	-27	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
28	8 (C)	-16,29	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
28	9 (C)	15,98	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
28	10 (C)	-40,37	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
28	11 (C)	-27,03	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
29	8 (C)	15,83	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
29	9 (C)	-16,01	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
29	10 (C)	39,65	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
29	11 (C)	26,45	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
29	8 (C)	15,86	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
29	9 (C)	-15,99	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	-	170,78	0,82	0,49	0,99	0,65
29	10 (C)	39,68	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
29	11 (C)	26,48	0,82	U40x35	6,21	6,68	0,738	254,20	110,97	-	0,82	0,49	0,99	0,65
30	8 (C)	-10,54	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
30	9 (C)	10,31	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
30	10 (C)	-26,1	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
30	11 (C)	-17,47	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
30	8 (C)	-10,56	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
30	9 (C)	10,3	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
30	10 (C)	-26,12	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
30	11 (C)	-17,5	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
31	8 (C)	10,34	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
31	9 (C)	-10,54	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
31	10 (C)	25,97	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
31	11 (C)	17,31	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
31	8 (C)	10,36	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
31	9 (C)	-10,52	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
31	10 (C)	25,99	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
31	11 (C)	17,33	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
32	8 (C)	-5,39	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
32	9 (C)	5,18	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
32	10 (C)	-13,27	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
32	11 (C)	-8,9	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
32	8 (C)	-5,41	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
32	9 (C)	5,17	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
32	10 (C)	-13,29	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
32	11 (C)	-8,92	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
33	8 (C)	5,15	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
33	9 (C)	-5,36	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
33	10 (C)	13,02	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
33	11 (C)	8,66	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
33	8 (C)	5,17	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
33	9 (C)	-5,34	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
33	10 (C)	13,04	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
33	11 (C)	8,68	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31

34	8 (C)	-0,11	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
34	9 (C)	-0,08	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
34	10 (C)	-0,1	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
34	11 (C)	-0,11	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
34	8 (C)	-0,13	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
34	9 (C)	-0,1	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
34	10 (C)	-0,12	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
34	11 (C)	-0,13	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
35	8 (C)	-0,13	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
35	9 (C)	-0,1	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
35	10 (C)	-0,12	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
35	11 (C)	-0,13	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
35	8 (C)	-0,11	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
35	9 (C)	-0,08	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
35	10 (C)	-0,1	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
35	11 (C)	-0,11	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
36	8 (C)	5,17	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
36	9 (C)	-5,34	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
36	10 (C)	13,04	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
36	11 (C)	8,68	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
36	8 (C)	5,15	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
36	9 (C)	-5,36	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
36	10 (C)	13,02	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
36	11 (C)	8,66	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
37	8 (C)	-5,41	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
37	9 (C)	5,17	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	30,91	-	1,52	0,49	1,98	0,31
37	10 (C)	-13,29	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
37	11 (C)	-8,92	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
37	8 (C)	-5,39	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38	-	100,65	1,52	0,49	1,98	0,31
37	9 (C)	5,18	0,82	U40x20	3,66	1,14	0,738	43,38						

## Madre 3R

## Esforços axiais



## Verificação de Segurança (E.L.U.

[illegible]



Barr	Caso	N (kN)	L (m)	Secção	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>minimo</sub> (cm <sup>4</sup> )	LO (m)	Ncr (kN)	Nrd <sub>1</sub> (kN)	Nrd <sub>2</sub> (kN)	λ	α	φ	χ
108	8 (C)	-96,8	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
108	9 (C)	28,32	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	91,26	-	1,01	0,49	1,21	0,53
108	10 (C)	-133,26	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
108	11 (C)	-114,9	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
108	8 (C)	-96,77	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
108	9 (C)	28,34	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	91,26	-	1,01	0,49	1,21	0,53
108	10 (C)	-133,23	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
108	11 (C)	-114,87	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
109	8 (C)	73,56	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
109	9 (C)	-21,85	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
109	10 (C)	101,6	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
109	11 (C)	87,46	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
109	8 (C)	73,59	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
109	9 (C)	-21,83	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
109	10 (C)	101,62	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
109	11 (C)	87,49	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
110	8 (C)	-48,22	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
110	9 (C)	13,81	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
110	10 (C)	-66,32	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
110	11 (C)	-57,15	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
110	8 (C)	-48,25	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
110	9 (C)	13,79	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
110	10 (C)	-66,35	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
110	11 (C)	-57,18	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66



111	8 (C)	49,66	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
111	9 (C)	-14,45	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
111	10 (C)	68,29	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
111	11 (C)	58,86	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
111	8 (C)	49,69	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
111	9 (C)	-14,43	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
111	10 (C)	68,32	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
111	11 (C)	58,89	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
112	8 (C)	-18,28	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
112	9 (C)	12,85	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
112	10 (C)	-37,66	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
112	11 (C)	-27,03	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
112	8 (C)	-18,31	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
112	9 (C)	12,83	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
112	10 (C)	-37,69	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
112	11 (C)	-27,06	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
113	8 (C)	17,51	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
113	9 (C)	-12,9	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
113	10 (C)	36,72	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
113	11 (C)	26,18	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
113	8 (C)	17,54	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
113	9 (C)	-12,88	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
113	10 (C)	36,75	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
113	11 (C)	26,21	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
114	8 (C)	-8,87	0,81	U40x20	3,66	1,14	0,729	44,46	-	100,65	1,50	0,49	1,95	0,31
114	9 (C)	9,23	0,81	U40x20	3,66	1,14	0,729	44,46	31,51	-	1,50	0,49	1,95	0,31
114	10 (C)	-20,02	0,81	U40x20	3,66	1,14	0,729	44,46	-	100,65	1,50	0,49	1,95	0,31
114	11 (C)	-13,92	0,81	U40x20	3,66	1,14	0,729	44,46	-	100,65	1,50	0,49	1,95	0,31
114	8 (C)	-8,9	0,81	U40x20	3,66	1,14	0,729	44,46	-	100,65	1,50	0,49	1,95	0,31

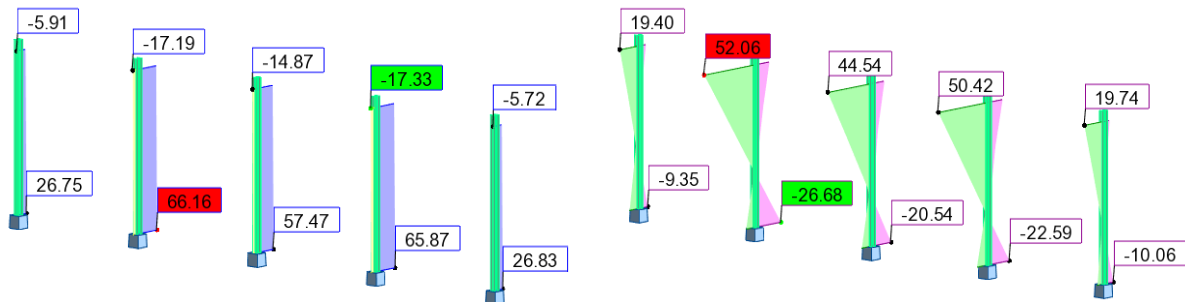
122	8 (C)	28,37	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
122	9 (C)	-12,06	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
122	10 (C)	44,52	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
122	11 (C)	36,02	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
122	8 (C)	28,35	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
122	9 (C)	-12,08	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
122	10 (C)	44,49	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
122	11 (C)	35,99	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
123	8 (C)	-28,92	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
123	9 (C)	12,04	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
123	10 (C)	-45,31	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
123	11 (C)	-36,67	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
123	8 (C)	-28,89	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
123	9 (C)	12,06	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
123	10 (C)	-45,28	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
123	11 (C)	-36,65	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
124	8 (C)	32,12	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
124	9 (C)	-16,4	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
124	10 (C)	54,83	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
124	11 (C)	42,67	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
124	8 (C)	32,09	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
124	9 (C)	-16,42	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
124	10 (C)	54,8	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
124	11 (C)	42,64	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
125	8 (C)	-31,49	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
125	9 (C)	15,66	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
125	10 (C)	-53,43	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
125	11 (C)	-41,69	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
125	8 (C)	-31,46	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
125	9 (C)	15,68	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
125	10 (C)	-53,4	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
125	11 (C)	-41,66	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
126	8 (C)	43,86	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
126	9 (C)	-25,41	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
126	10 (C)	79,93	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
126	11 (C)	60,44	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
126	8 (C)	43,83	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
126	9 (C)	-25,43	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	-	170,78	0,81	0,49	0,98	0,66
126	10 (C)	79,9	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
126	11 (C)	60,41	0,81	U40x35	6,21	6,68	0,729	260,52	112,05	-	0,81	0,49	0,98	0,66
127	8 (C)	-57,42	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
127	9 (C)	33,1	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	91,26	-	1,01	0,49	1,21	0,53
127	10 (C)	-104,61	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
127	11 (C)	-79,11	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
127	8 (C)	-57,45	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
127	9 (C)	33,08	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	91,26	-	1,01	0,49	1,21	0,53
127	10 (C)	-104,63	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53
127	11 (C)	-79,13	1,01	U40x35	6,21	6,68	0,909	167,56	-	170,78	1,01	0,49	1,21	0,53

## Verificação de Segurança (E.L.U.)

$\Delta_{ELS}$ (mm)	40,1
$\Delta_{carg.perm}$ (mm)	30,2
c.flecha (mm)	25
$\Delta_{final}$ (mm)	15
Vão (mm)	12840
L/250 (mm)	51

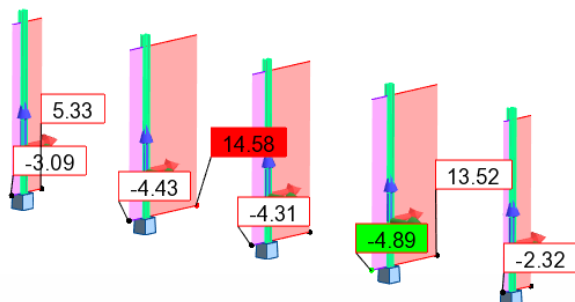
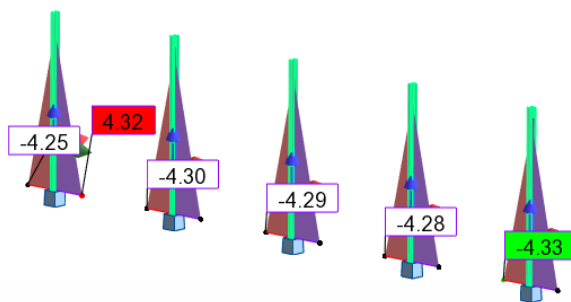
# Pilares Metálicos (Cais Descarga)

## Esforços Atuantes



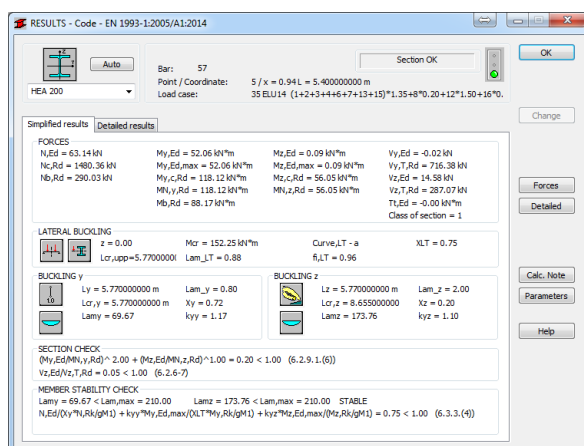
## Esforços Axiais

## Momento Fletor Direção Y

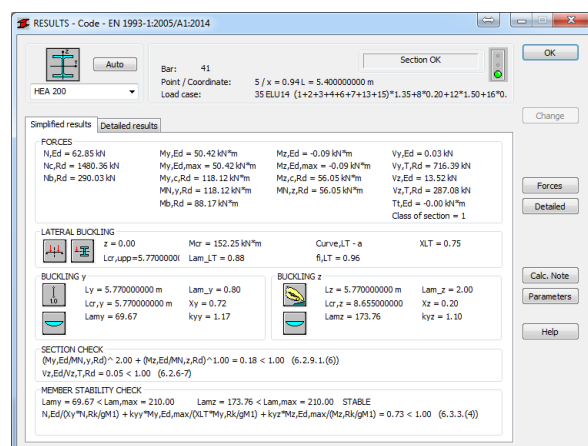


## Momento Fletor Direção Z

## Esforço Transverso



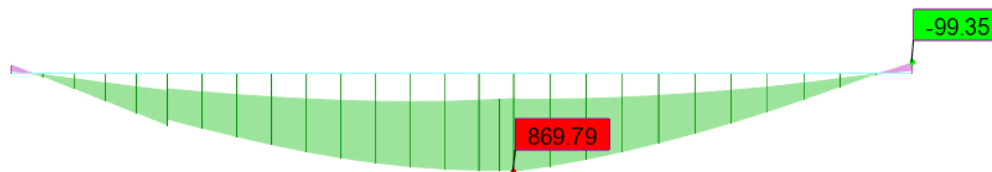
Pilar P42M3



Pilar P27M3

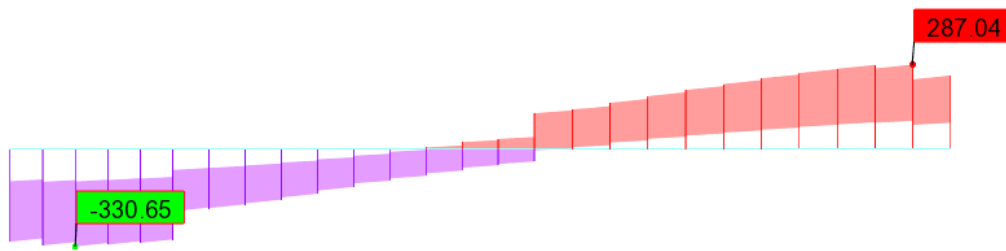
# Viga Betão Armado V8.1

## Verificação Flexão – E.L.U.



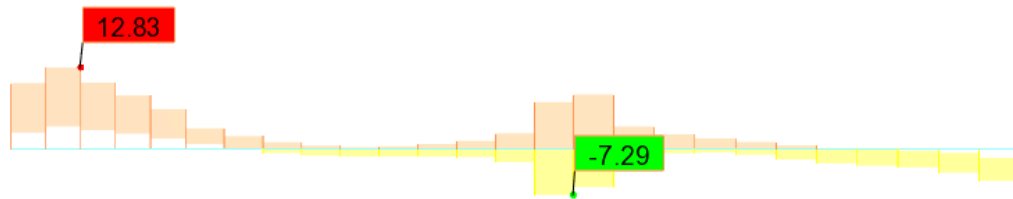
AS Inferior		AS Superior	
<b>Msd</b> =	869,79 kN.m	<b>Msd</b> =	99,35 kN.m
<b>b</b> =	0,30 m	<b>b</b> =	0,30 m
<b>h</b> =	1,20 m	<b>h</b> =	1,20 m
<b>d</b> =	1,13 m	<b>d</b> =	1,13 m
<b>Aço</b>	A500	<b>Aço</b>	A500
<b>Betão</b>	c30/37	<b>Betão</b>	c30/37
<b>fyk</b> =	500 MPa	<b>fyk</b> =	500 MPa
<b>fsyd</b> =	435 MPa	<b>fsyd</b> =	435 MPa
<b>fcd</b> =	20,00 MPa	<b>fcd</b> =	20,00 MPa
<b>fctm</b> =	2,9 MPa	<b>fctm</b> =	2,9 MPa
<b>μ</b> =	0,115	<b>μ</b> =	0,013
<b>ω</b> =	0,124	<b>ω</b> =	0,013
<b>As</b> =	19,32 cm <sup>2</sup>	<b>As</b> =	2,03 cm <sup>2</sup>
<b>Solução:</b>	4 Φ 20 + 4 Φ 16 20,61 cm <sup>2</sup> OK	<b>Solução:</b>	5 Φ 12 5,65 cm <sup>2</sup> OK
<b>As<sub>,min</sub></b> =	5,09 cm <sup>2</sup>	<b>As<sub>,min</sub></b> =	5,09 cm <sup>2</sup>
<b>&gt;0,0013b.d</b>	4,3875 cm <sup>2</sup>	<b>&gt;0,0013b.d</b>	4,3875 cm <sup>2</sup>
<b>As<sub>,máx</sub></b> =	144,00 cm <sup>2</sup>	<b>As<sub>,máx</sub></b> =	144,00 cm <sup>2</sup>

## Verificação Esforço Transverso – E.L.U.



Armadura de Corte		EC2	
$V_{Ed} =$	330,65 kN	<b>Aço</b>	A500
$b =$	0,30 m	<b>Betão</b>	c30/37
$h =$	1,20 m	Pré-esforço	Não
$d =$	1,13 m	$k =$	1,421 $\leq 2,0$
$Asl =$	5,65 cm <sup>2</sup>	$\rho_l =$	0,00167 $\leq 0,02$
			$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$
$f_{ck} =$	30 MPa	$f_{cd} =$	20,00 MPa
$f_{yk} =$	500 MPa	$f_{syd} =$	435 MPa
$\theta =$	30 °		
$\alpha =$	90 °		
<b>Esforço transverso resistente da secção de betão</b>			
$V_{Rd,c} =$	98,83 kN	<b>Necessária armadura de esforço transverso</b>	
$V_{Rd,c,min} =$	110,05 kN		
$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$	1789,92 kN	<b>Afastamentos</b>	
<b>Armadura de Esforço transverso necessária</b>		$s_{l,max} =$	84,75 cm
$A_{sw}/s =$	4,32 cm <sup>2</sup> /m	$s_{t,max} =$	84,75 cm
$s =$	15 cm		60 cm
$A_{sw} =$	0,65 cm <sup>2</sup>	Ramos	2
$A_{varão} =$	0,5 cm <sup>2</sup>	Diametro	Φ 8
Nº de ramos =	1,3	Espaçamento (m)	0,15
$\alpha_{cw} =$	1,00	<b>Asw/s = 6,70 cm<sup>2</sup></b>	
$V_{Rd,max} =$	1395,10 kN	<b>OK</b>	
		<b>Ved verifica o máximo</b>	

## Verificação Torção – E.L.U.



### Armadura de Torção EC2

**Ted** = 13,00 kN.m  
**V<sub>ed</sub>** = 33,44 kN  
**b** = 0,30 m  
**h** = 1,20 m  
**d** = 1,13 m  
**eixo** = 5,00 cm  
  
**Ted** ≤ 213,34 kN.m  
  
**tef** = 0,12 m  
**mk** = 2,52 m  
**Ak** = 0,19 m

**Aço** A500  
**Betão** c30/37  
  
**f<sub>yk</sub>** = 500 MPa  
**f<sub>syd</sub>** = 435 MPa  
**f<sub>cd</sub>** = 20,00 MPa  
**f<sub>ck</sub>** = 30,00 MPa  
  
**q** = 30,0 °  
**a<sub>cw</sub>** = 1,0 MPa

**Ved / Vrd,max** = 0,24 kN

cut + suspensão + torção

**Ted / Trd,max** = 0,06 kN

Armadura de suspensão

Não

**Ast/s** = 0,44 cm<sup>2</sup>/m

**s** = 15,0 cm

**s** = 15,0 cm

**A<sub>sw</sub>** = 0,78 cm<sup>2</sup>/estribo

**A<sub>sw</sub>** = 0,07 cm<sup>2</sup>/estribo

**A<sub>varão</sub>** = 0,50 cm<sup>2</sup>

**A<sub>varão</sub>** = 0,50 cm<sup>2</sup>

**Nº de ramos** = 1,56

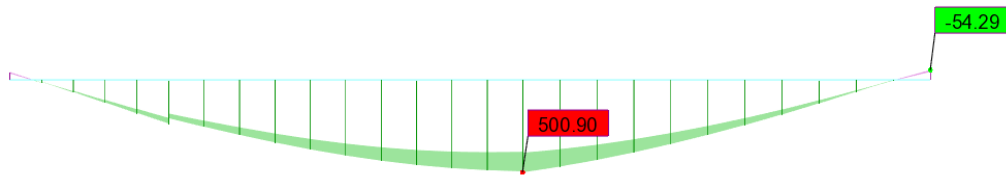
**Nº de estribos** = 0,13

**Asl/s** = 1,68 cm<sup>2</sup>/face

2 Φ 12

2,26 cm<sup>2</sup>

### Verificação Fendilhação – E.L.S.

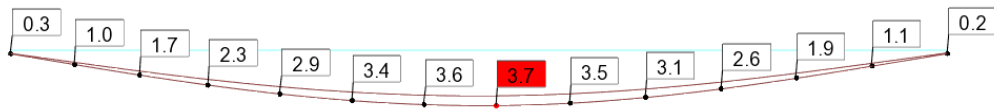


h=	120	cm
d=	115	cm
b=	30	cm
fctm=	2,9	MPa
E <sub>cm</sub> =	33	GPa

Aço	A500
Betão	c30/37

Solução Armadura	M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ (%)	ξ	C <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>sr</sub> (MPa)	0,6σ <sub>s</sub> /E <sub>s</sub>	expressã o 7.9 EC2	ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub>	h <sub>c,ef</sub> (cm)	A <sub>c,eff</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>r</sub>	s <sub>rm</sub> (mm)	w <sub>k</sub> (EC2) (mm)			
⊕ 12 nº 5 + ⊕	54,29	5,65	0,164	0,165	646,014	88,4	340,0	Não	Fendilhada						<0,30			
⊕ 20 nº 4 + ⊕ 16 nº 4	500,90	20,60	0,597	0,291	185,479	234,2	97,6	0,000703	0,001030	0,001030	12,5	28,8	60,0	375	0,05493	231,90	0,24	<0,30

### Verificação Deformação – E.L.S.



$$\delta_{v,elástica} = 3,7mm$$

$$\delta_{v,tempo\ infinito} = 3,7 \times 3,0 = 11,1mm$$

$$11,1mm < \delta_{máx} = \frac{10440}{400} = 26,10mm \text{ OK!!}$$

### Solução Armadura Adotada

**Armadura Superior:** 5Ø12 (5,65cm<sup>2</sup>)

**Armadura Inferior:** 4Ø20 + 4Ø16 (20,61cm<sup>2</sup>)

**Armadura Transversal:** 2 ramos Ø8//0,15 (6,70cm<sup>2</sup>/m)

**Armadura de Face:** 8Ø12 (9,05cm<sup>2</sup>)

## **ANEXO II – RESERVATÓRIO DE ÁGUA**





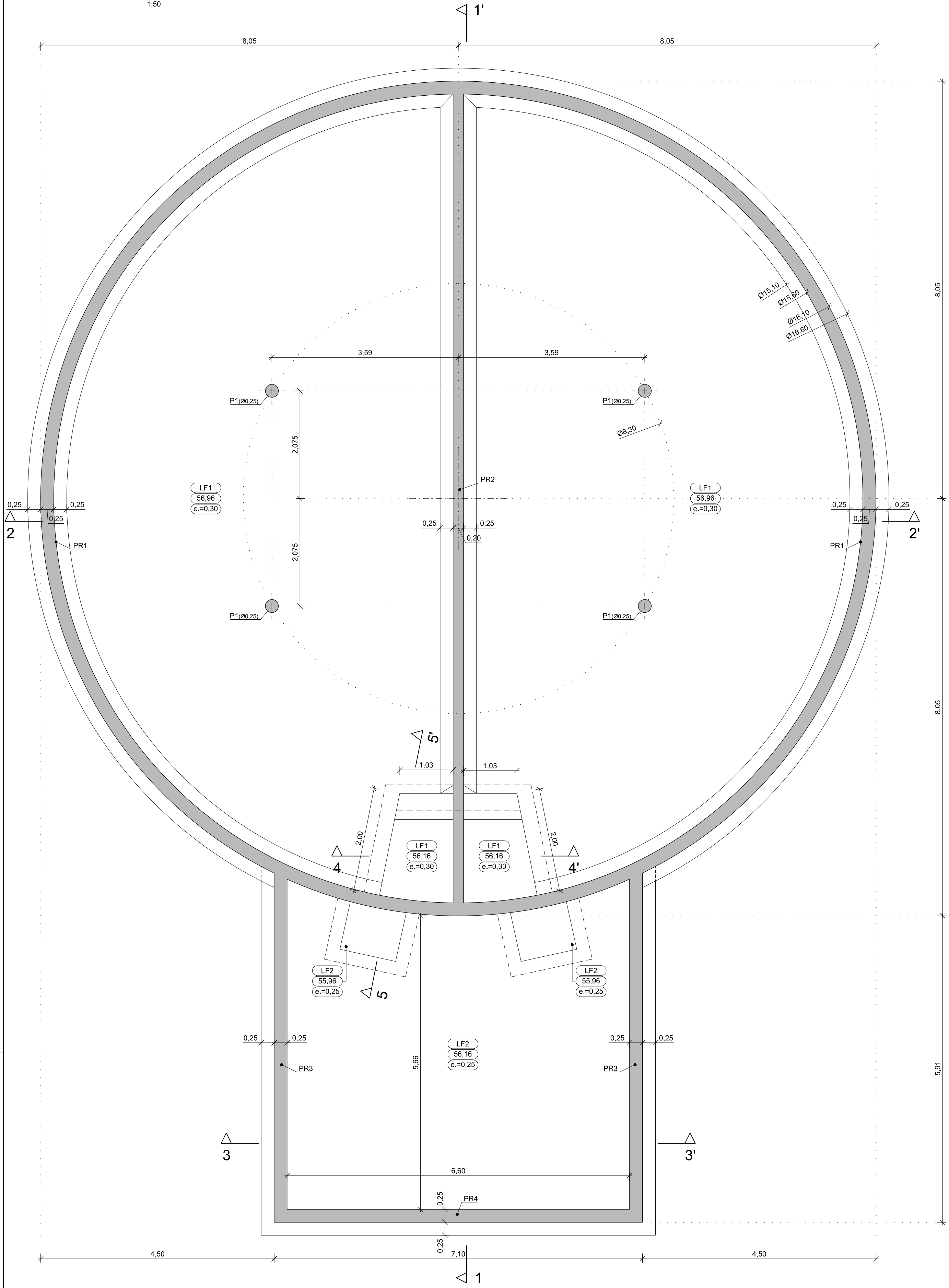
# **Peças Desenhadas**

## Índice Peças Desenhadas

Referência	Designação
17028.00.D.PE.101.00	PLANTA DE FUNDAÇÃO
17028.00.D.PE.102.00	PLANTA – COTA 61,64 / 62,10
17028.00.D.PE.103.00	CORTES ESTRUTURAIS
17028.00.D.PE.301.00	PLANTAS DE ARMADURAS – LAJES DE FUNDAÇÃO LF1 E LF2
17028.00.D.PE.302.00	PLANTAS DE ARMADURAS – LAJES DE MACIÇAS LM1, LM2 E LM3
17028.00.D.PE.401.00	PORMENORES DE ARMADURAS – PAREDES PR1, PR2, PR3 E PR4 À COTA 58,64 E PILAR P1
17028.00.D.PE.402.00	PORMENORES DE ARMADURAS - PAREDES PR1, PR2, PR3 e PR4 À COTA 61,64
17028.00.D.PE.403.00	PORMENORES DE ARMADURAS – PAREDES PR1 e PR2 À COTA 62,10
17028.00.D.PE.404.00	PORMENORES DE ARMADURAS – CORTE 1-1 A 5-5
17028.00.D.PE.701.00	PORMENORES GERAIS

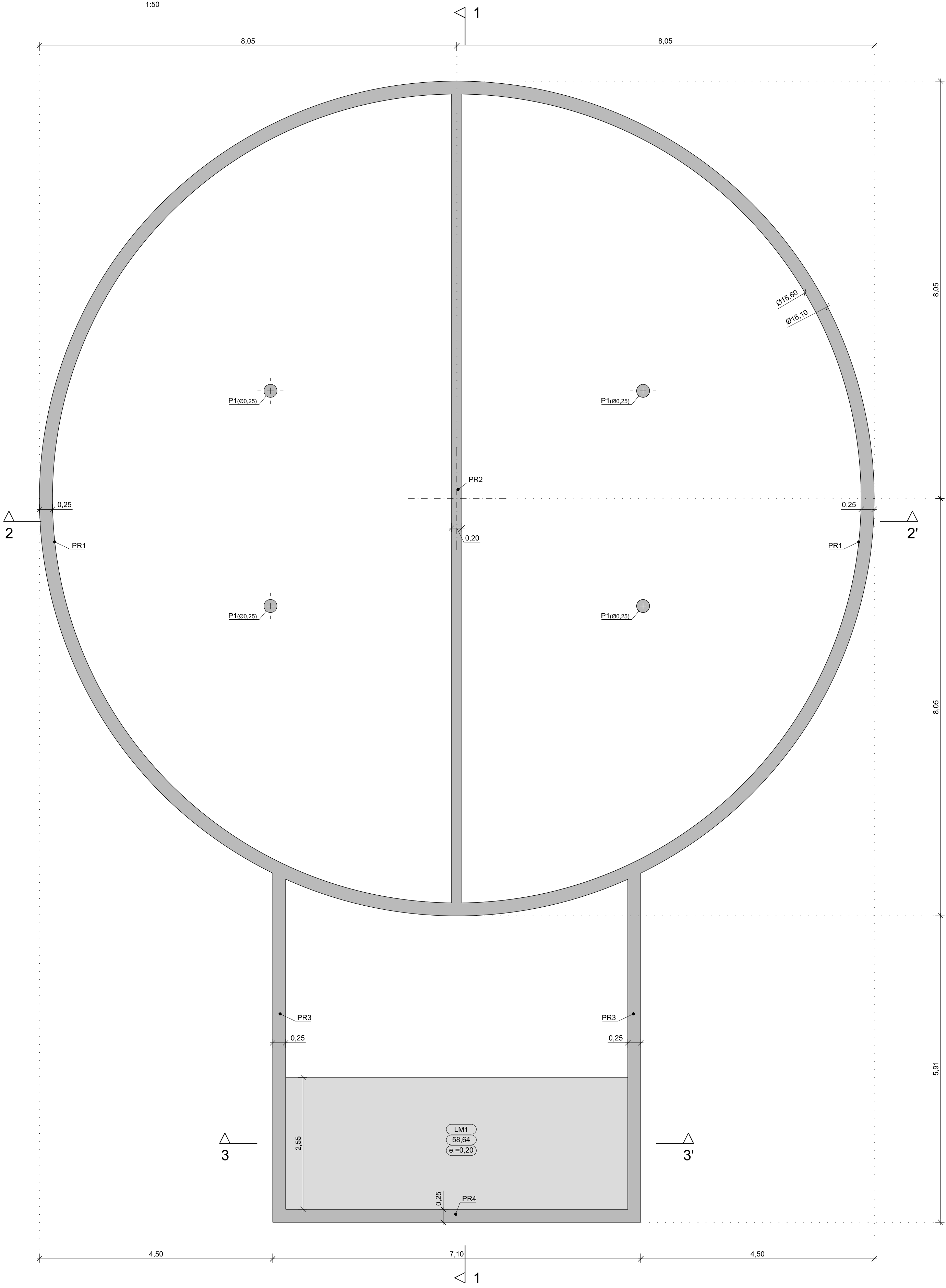
PLANTA DE FUNDAÇÃO

1:50



PLANTA À COTA 58,64

1:50



- NOTAS:
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150\text{kPa}$ .
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto do processo hidráulico e confirmadas em obra.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

NOTA IMPORTANTE:  
SEM NÍVEL FREÁTICO

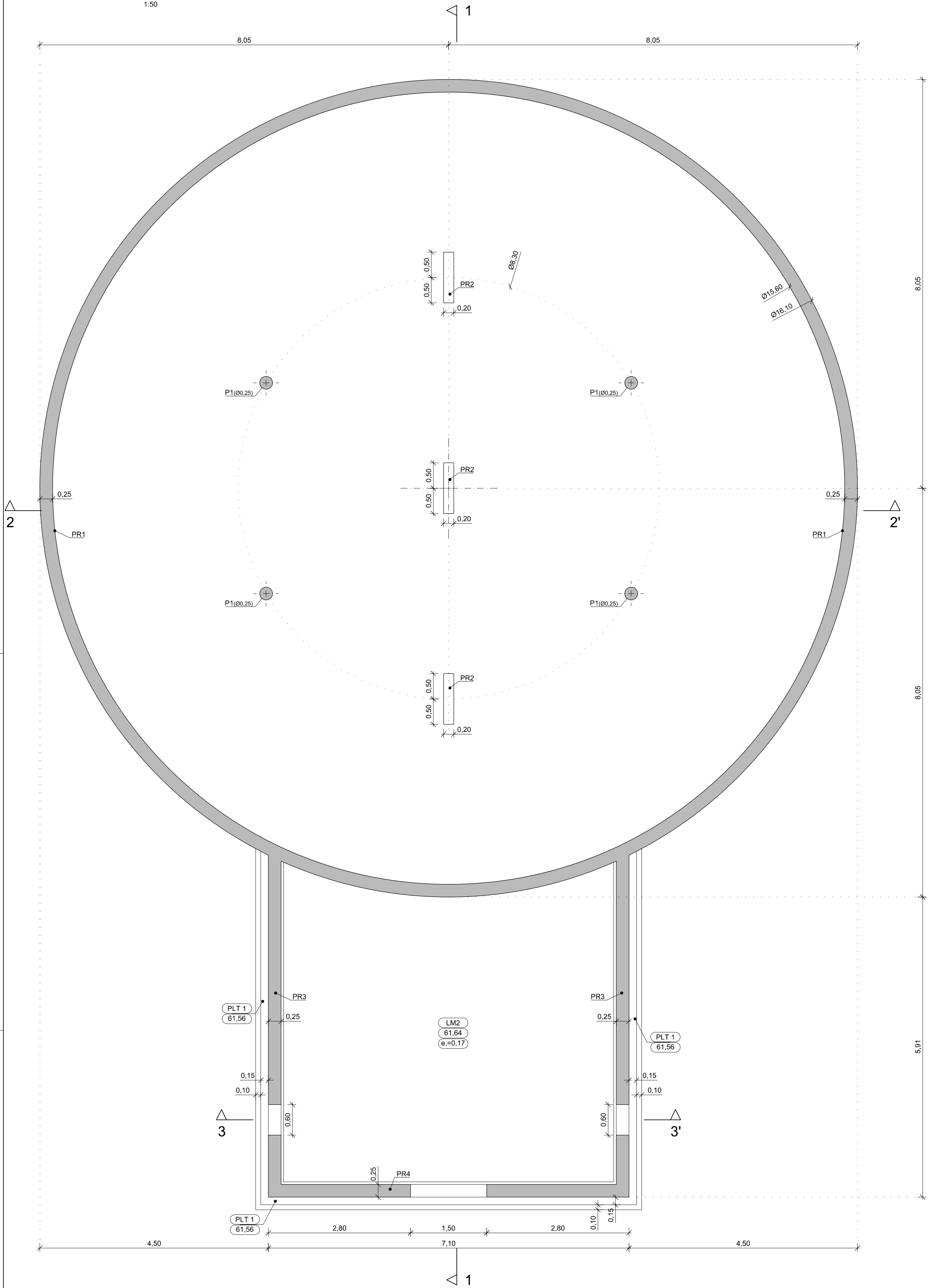
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura				Categoria 4, 50 anos (EN 1990)			
Requisitos de inspeção				Classe de Inspeção 3 (NP EN 13670:2011)			
Classe de execução de estruturas metálicas				EXC2 (EN 1090)			
BETÃO							
Elemento	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Lajes de Fundação	C30/37	40	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Paredes	C30/37	40	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Platibandas	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.20	22	S3
Pilares	C30/37	45	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Lajes Maciças	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	C16/20	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
AÇO							
Elemento		Classe		Norma			
Armadura Ordinária		A500NR		EN 10080			

Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj.	27/07/2017	PS / FA	Obra:	ABASTECIMENTO DE ÁGUA AO CONCELHO DE VILA NOVA DE GAIA RESERVATÓRIO DE FRANCELOS - R24 - EXECUÇÃO	<div>Proj. Estabelecido</div> <div><b>ICAD</b></div> <div>SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA.</div> <div>Rua do Castelo, 181 - 4470-500 Maia</div> <div>Tel. 22 940 09 20 - Fax 22 940 09 33</div> <div>Email: gonzalves@icad.pt - Web: www.icad.pt</div>												
Des.	27/07/2017	PS / RM															
Cópia	---	---															
Visto	27/07/2017	Jose Leão															
Obs.			Requerente:	NORAGUA	Desenho Nº. 17028.00.D.PE.101.00												
Escalas:	1:50	Título:		PLANTA DE FUNDAÇÃO PLANTA À COTA 58,64 m	<table><tr><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></table>												
					Substitui o des. nº ---												
					Substituído por ---												

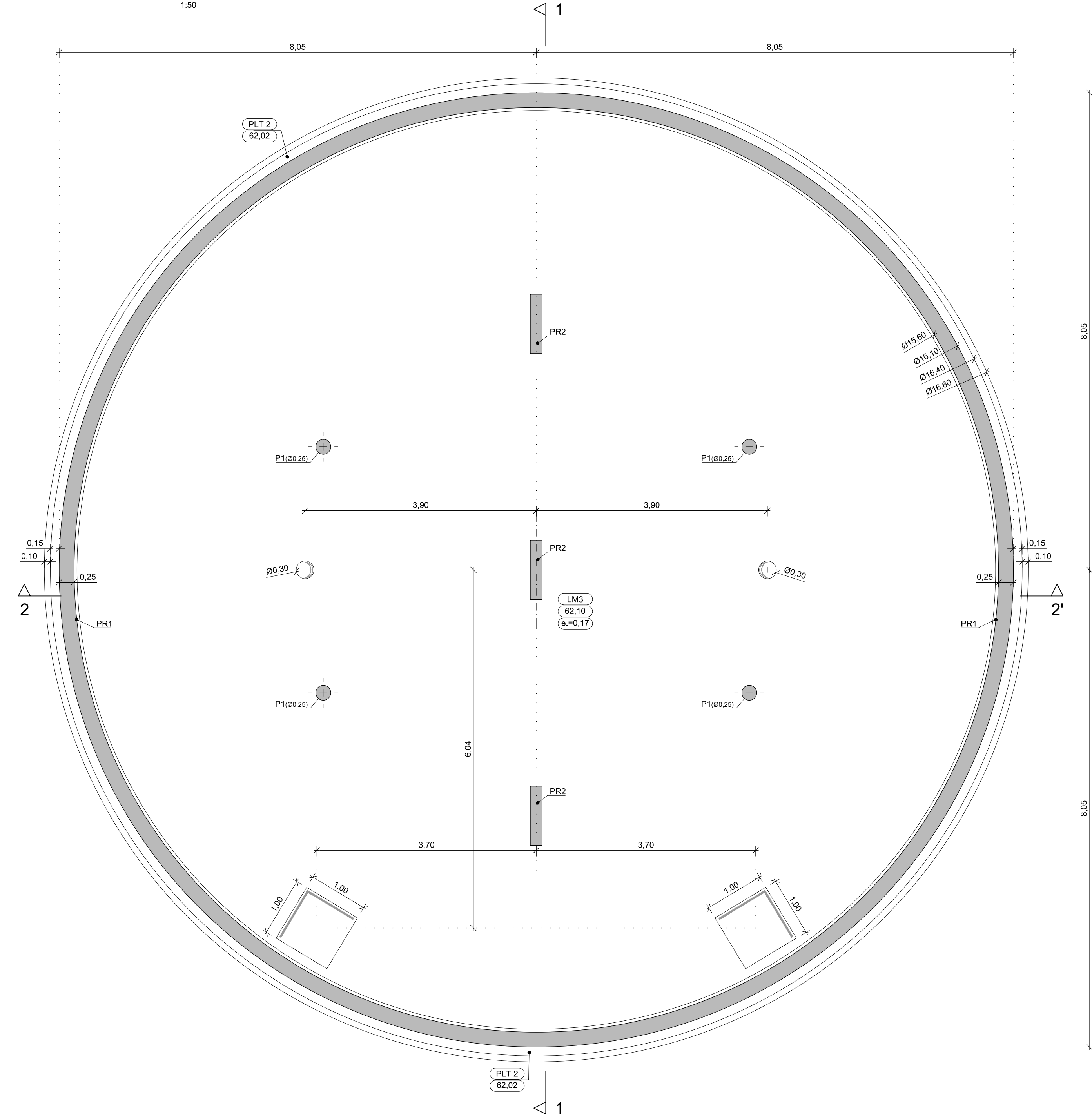
PLANTA À COTA 61,64

1:50



PLANTA À COTA 62,10

1:50



- NOTAS:
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150\text{kPa}$ .
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto do processo hidráulico e confirmadas em obra.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

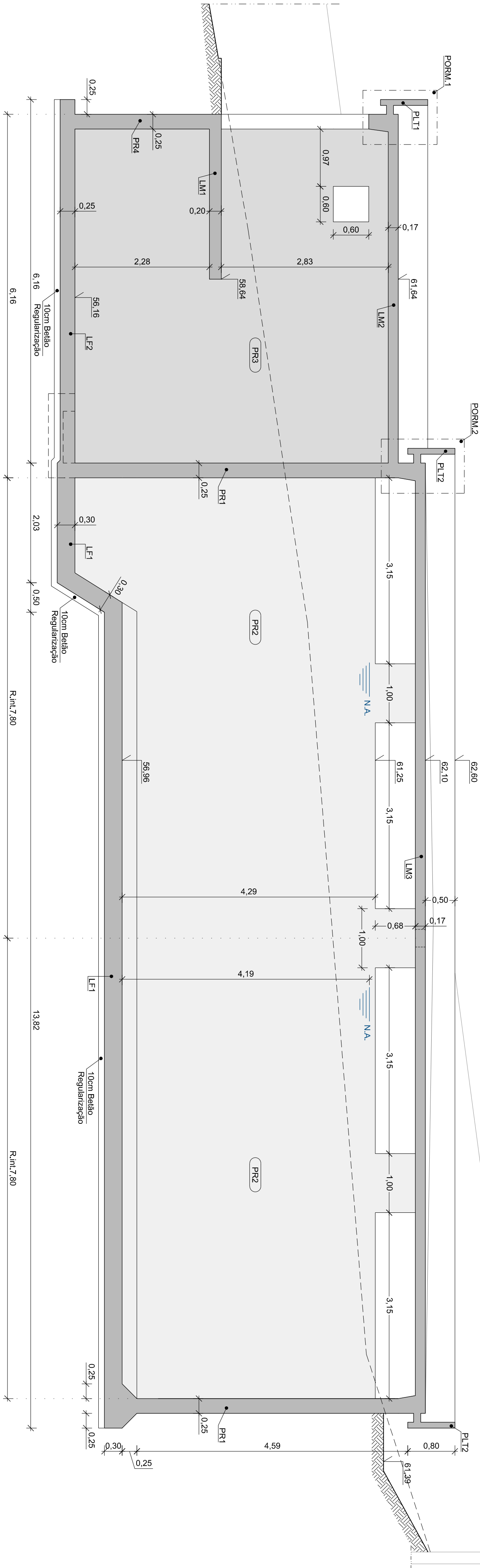
NOTA IMPORTANTE:  
SEM NÍVEL FREÁTICO

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de Inspeção			Classe de Inspeção 3 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007					
		Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Lajes de Fundação	C30/37	40	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Paredes	C30/37	40	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Plattbandas	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.20	22	S3
Pilares	C30/37	45	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Lajes Maciças	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	C16/20	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
AÇO							
Elemento		Classe		Norma			
Armadura Ordinária		A500NR		EN 10080			

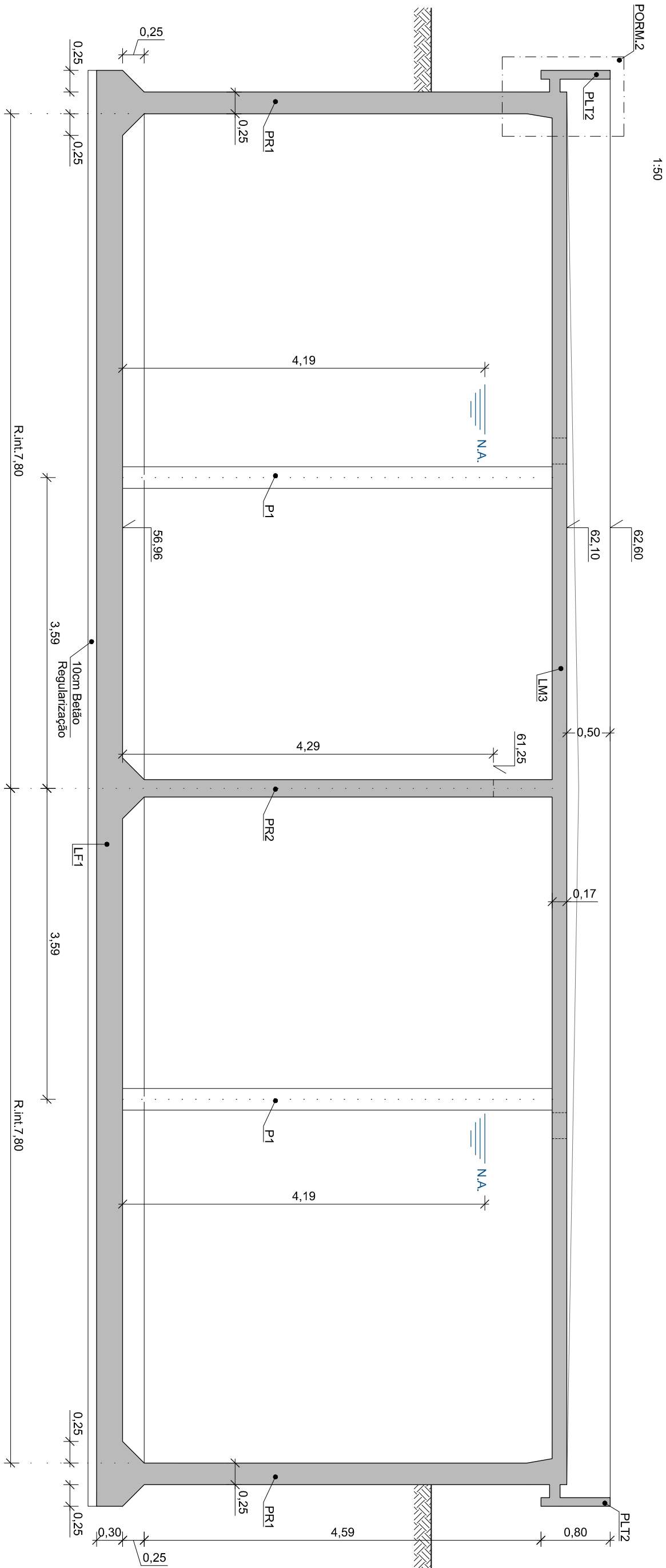
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj. 27/07/2017	PS / FA	Obra: ABASTECIMENTO DE ÁGUA AO CONCELHO DE VILA NOVA DE GAIA RESERVATÓRIO DE FRANCELOS - R24 - EXECUÇÃO	<div>Proj. Estabelecido</div> <div><b>CCAD</b></div> <div>SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA.</div> <div>Rua do Castelo, 181 - 4475-500 Maia</div> <div>Tel: 22 960 90 30 Fax: 22 960 90 31</div> <div>Email: gonzalves@ccad.pt Web: www.ccad.pt</div>																								
Des. 27/07/2017	PS / RM																										
Cópia: ---	---																										
Visto 27/07/2017	Jose Leão																										
Obs:																											
Requerente:		NORAQUA	Desenho Nº: 17028.00.D.PE.102.00																								
Título:		PLANTA - COTA 61,64 m PLANTA - COTA 62,10 m	<table><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></table>																								
Escala: 1:50			Substitui o des. nº: --- Substituído por: ---																								

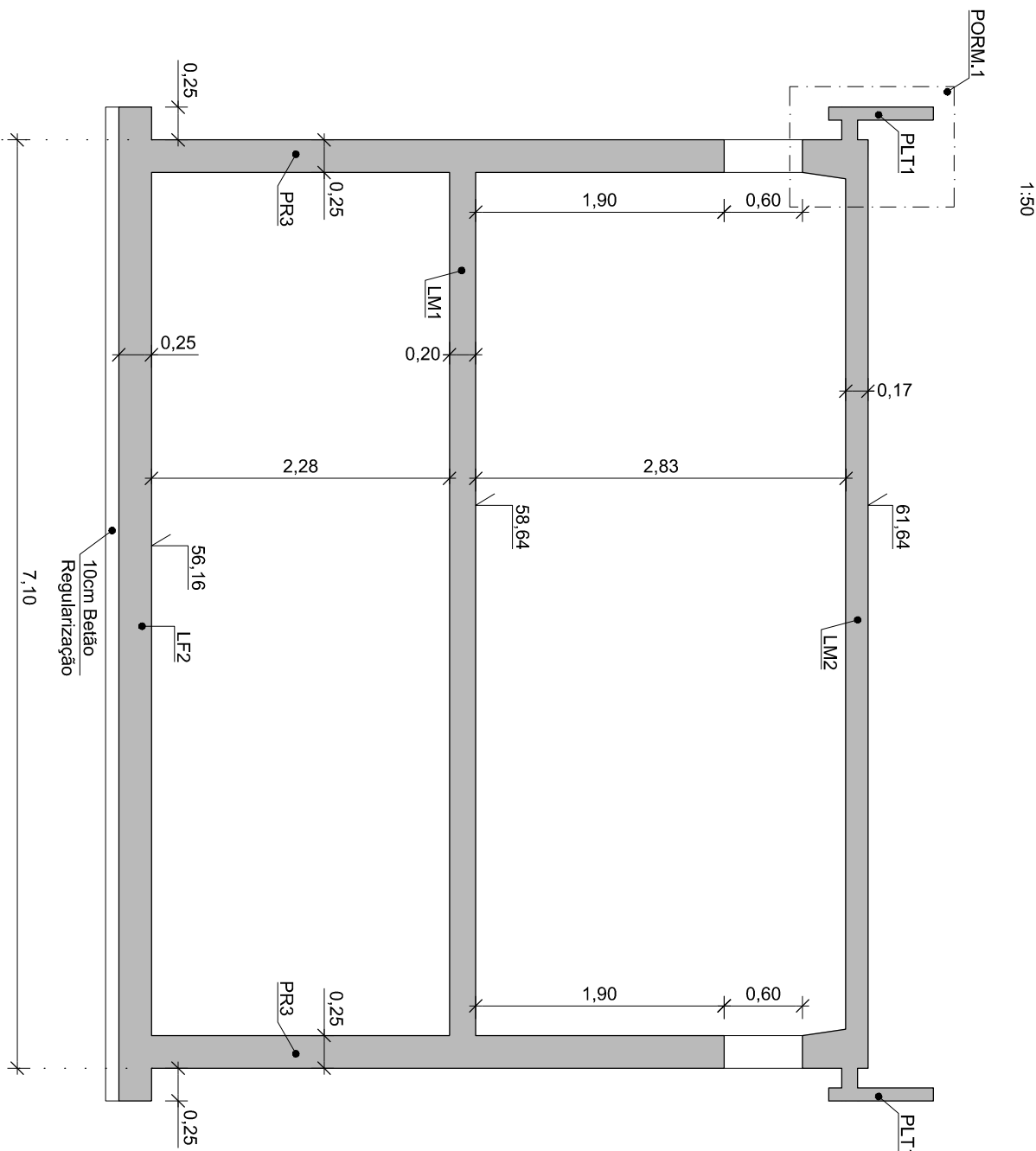
CORTE 1-1'



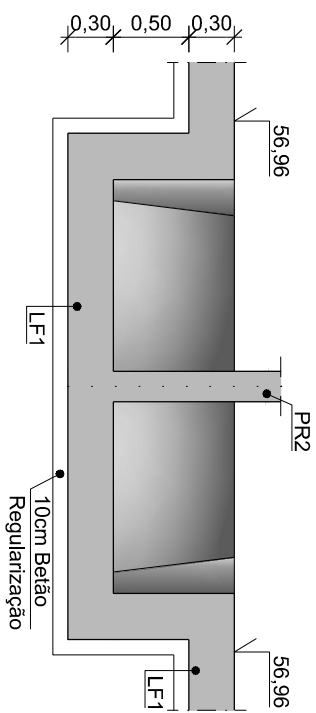
CORTE 2-2'



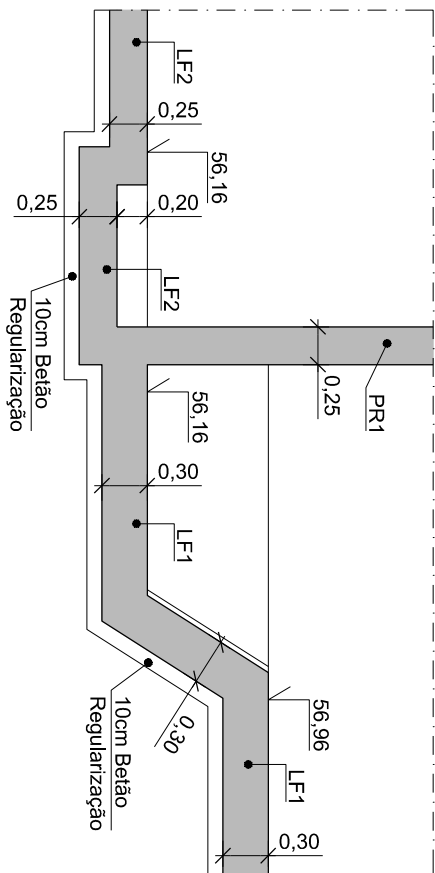
CORTE 3-3'



CORTE 4-4'



CORTE 5-5'



- NOTAS:
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150kPa$ .
  - Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto do processo hidráulico e confirmadas em obra.
  - As betoneiras e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das diversas especialidades.
  - A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

NOTA IMPORTANTE:  
SEM NÍVEL FREÁTICO

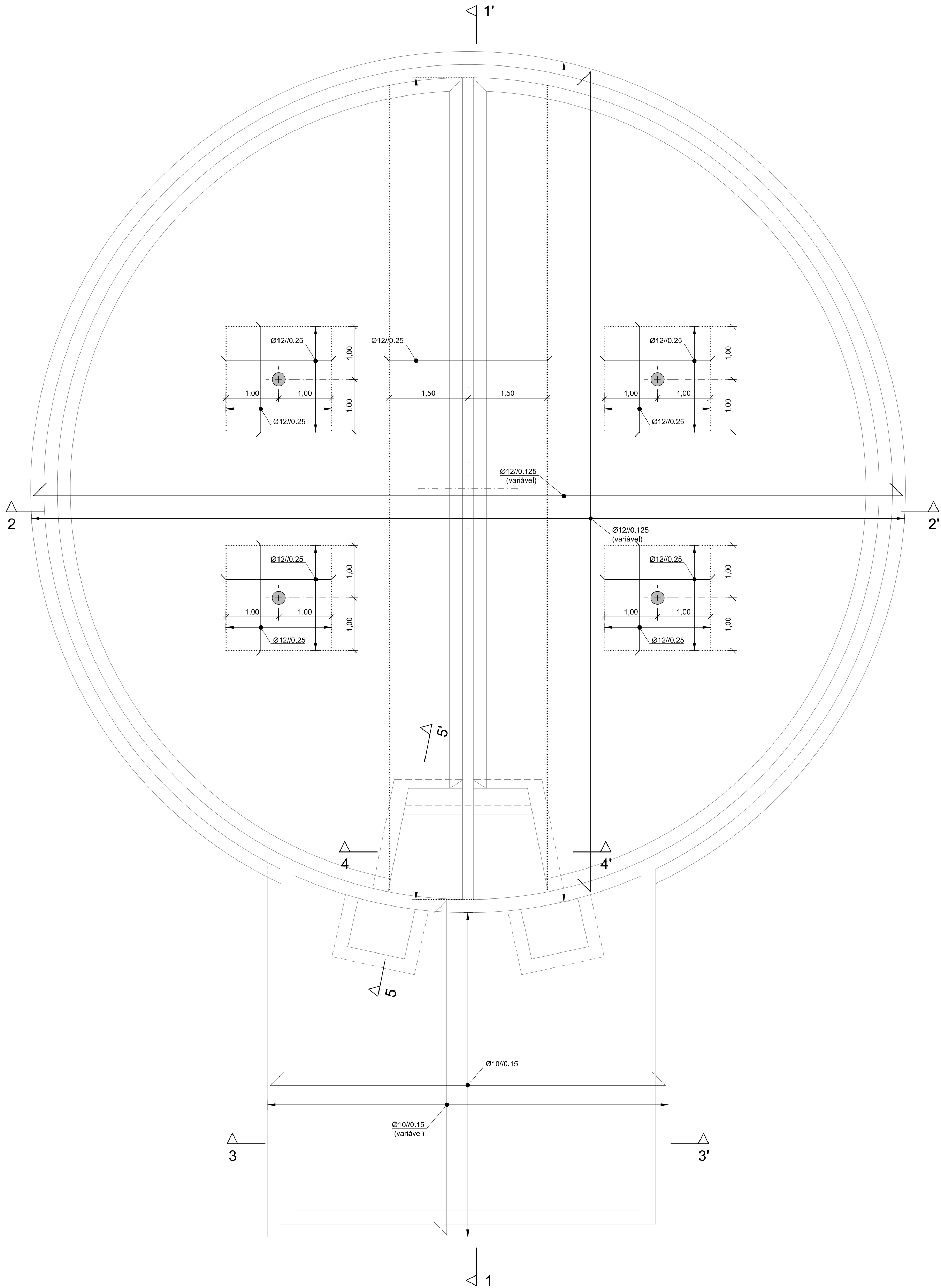
QUADRO DE MATERIAIS						
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção		Classe de Inspeção 3 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)				
BETÃO						
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007				Consistência
		Recendimento (mm)	Armadura de pretensão	Exposição ambiental	Cores	
Lajes de Fundação	C30/37	40	-	XA (IP)	CL0.20	22 S3
Paredes	C30/37	40	-	XA (IP)	CL0.20	22 S3
Platibandas	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.20	22 S3
Pilares	C30/37	45	-	XA (IP)	CL0.20	22 S3
Lajes Maciças	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	22 S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	- S3
Enchimento	C16/20	-	-	X0(P)	CL1.0	- S3
AÇO						
Elemento	Classe		Norma			
Armadura Ordinária	A500NR		EN 10080			

Proj.	17/02/2017	RS / RA	Outr.	ABASTECIMENTO DE ÁGUA AO CONCELHO DE VILA NOVA DE GAIA	Proj. Estruturas
Desen.	17/02/2017	RS / RA		RESERVATÓRIO DE FRANCOLOS - R24 - EXECUÇÃO	SENALIZAS DE ENGENHARIA, LDA
Valida.	17/02/2017	Juan Luis			SENALIZAS DE ENGENHARIA, LDA
Outr.			Representa.	NORAGUA	Desenho Nº 17028.00.D.PE.103.00
Escalas:	1:50		Título	CORTES ESTRUTURAIS	Substitui o des. nº 17028.00.D.PE.103.00
					Substitui o des. nº 17028.00.D.PE.103.00



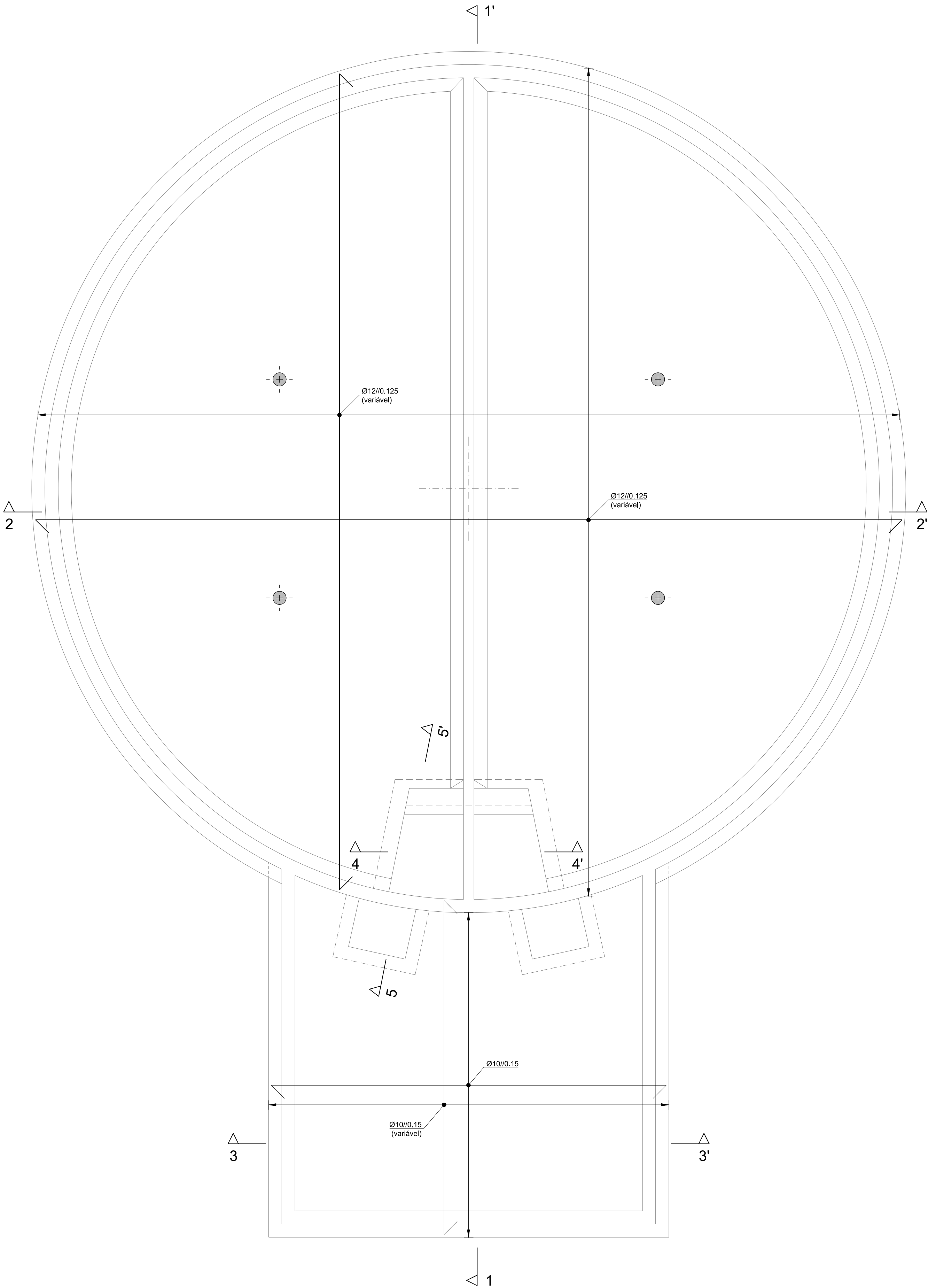
LAJES DE FUNDAÇÃO - LF1 e LF2  
Planta da Armadura Inferior

1:50



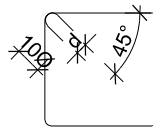
LAJES DE FUNDAÇÃO - LF1 e LF2  
Planta da Armadura Superior

1:50



ESTRIBOS E CINTAS

- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:



A235L d=2,5Ø  
A235R d=4Ø  
A400 d=5Ø  
A500 d=5Ø

EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS

- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarrações devem ser rectas (comprimento de amarração = 60Ø).
- A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem distar no mínimo 1.5 vezes o comprimento de amarração.
- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.

EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 70Ø).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40Ø).

PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE JUNTAS DE BETONAGEM

- Aumento da rugosidade de modo a garantir a transmissão dos esforços no interface;
- Superfícies das juntas devem ser cuidadosamente limpas, molhadas e saturadas, sendo que, na altura da betonagem devem encontrar-se apenas humedecidas, com aspecto mate e sem o brilho que é conferido pela água em excesso;
- Nas zonas onde a interrupção de betonagem conduza a uma junta mal orientada, o betão será demolido na extensão necessária, de forma a conseguir-se uma junta convenientemente orientada;
- Nos elementos de betão visíveis a junta deve ser delimitada através de corte perpendicular à superfície de betão;
- Nas faces visíveis dos elementos as juntas só serão permitidas nas secções em que se confundam rigorosamente com as juntas da cofragem;
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas;

PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE SUPERFÍCIES ENTERRADAS

- As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser pintadas com uma tinta asfáltica tipo "IMPERKOTE F" ou equivalente. Em todas as zonas enterradas deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "SIKA PLASTOCRETE-05" ou equivalente.

NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150\text{kPa}$ .
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto do processo hidráulico e confirmadas em obra.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

NOTA IMPORTANTE:

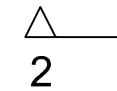
SEM NÍVEL FREÁTICO

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de inspeção 3 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Elemento	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloretos	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Lajes de Fundação	C30/37	40	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Paredes	C30/37	40	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Platibandas	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.20	22	S3
Pilares	C30/37	45	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Lajes Maciças	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	C16/20	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
AÇO							
Elemento	Classe		Norma				
Armadura Ordinária	A500NR		EN 10080				

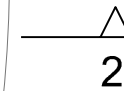
Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj. 27/07/2017	PS / FA	Obra: ABASTECIMENTO DE ÁGUA AO CONCELHO DE VILA NOVA DE GAIA RESERVATÓRIO DE FRANCELOS - R24 - EXECUÇÃO	<div>Proj. Estabelecido</div> <div><b>CCAD</b></div> <div>SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA.</div> <div>Rua do Castelo, 181 - 4475-500 Maia</div> <div>Telex 228000035 - Fax 228000033</div> <div>Telex 228000035 - Fax 228000033</div>
Des. 27/07/2017	PS / RM		
Copiou ---	---		
Visto 27/07/2017	José Leão	Requerente: NORAQUA	Desenho Nº. 17028.00.D.PE.301.00
Obs.			
Escala: 1:20		Título: PLANTAS DE ARMADURAS LAJES DE FUNDAÇÃO - LF1 e LF2	Substitui o des. nº Substituído por

1:50



1:50



1-50



1.50



1.50



1.50



- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135° segundo o esquema:

A235L	d=2,5Ø
A235R	d=4Ø
A400	d=5Ø
A500	d=5Ø

- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarrações devem ser rectas (comprimento de amarração = 600).
- A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarração.
- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 70Ø).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40Ø).

- Aumento da rugosidade de modo a garantir a transmissão dos esforços no interface;
- Superfícies das juntas devem ser cuidadosamente limpas, molhadas e saturadas, sendo que, na altura da betonagem devem encontrar-se húmidas, com aspecto mate e sem o brilho que é conferido pela água em excesso;
- Nas zonas onde a interrupção de betonagem conduziu a uma junta mal orientada, o betão será demolido na extensão necessária, de modo a conseguir-se uma junta convenientemente orientada;
- Nos elementos de betão visível a junta deve ser delimitada através de corte perpendicular à superfície de betão;
- Nas faces visíveis dos elementos as juntas só serão permitidas nas secções em que se confundam rigorosamente com as juntas da cofragem;
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas;

- As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser pintadas com uma tinta asfáltica tipo "IMPERKOTE F." ou equivalente. Em zonas enterradas deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "SIKA PLASTOCRETE-05" ou equivalente.

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150\text{ kPa}$ .
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo processo hidráulico e confirmadas em campo.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projetos das obras e das especialidades.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os procedimentos e elementos do projecto de execução.

---

Elemento	Classe	Norma
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080

Designação	Detalhes da revisão
------------	---------------------

Proj.	27/07/2017	PS / FA	Obra: ABASTECIMENTO DE ÁGUA AO CONCELHO DE VILA NOVA DE GAIA RESERVATÓRIO DE FRANCELOS - R24 - EXECUÇÃO
Des.	27/07/2017	PS / RM	
Copiou	*****	*****	

Desenho N°:

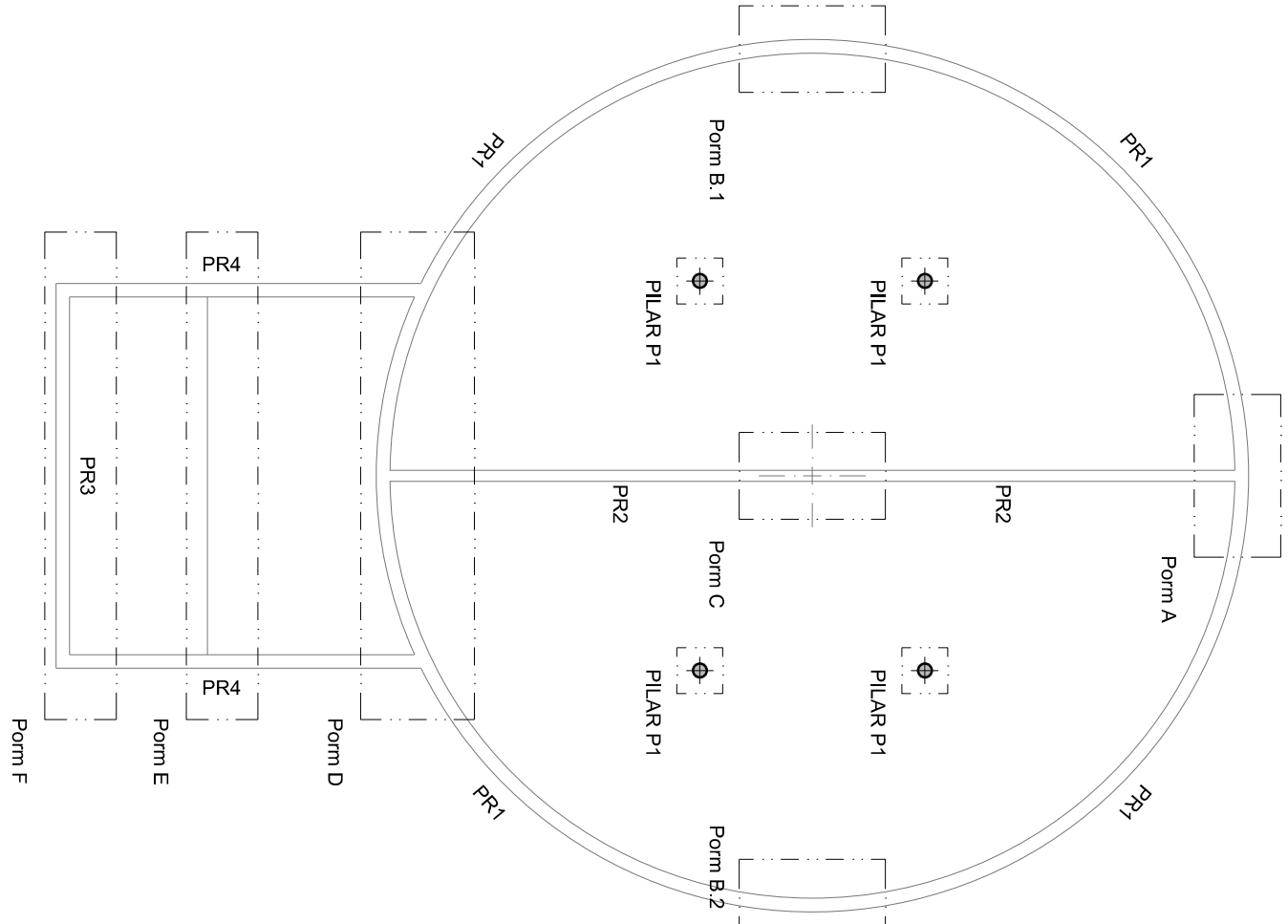
17028.00.D.PE.302.00

Substitui o des. nº	----
Substituído por	----

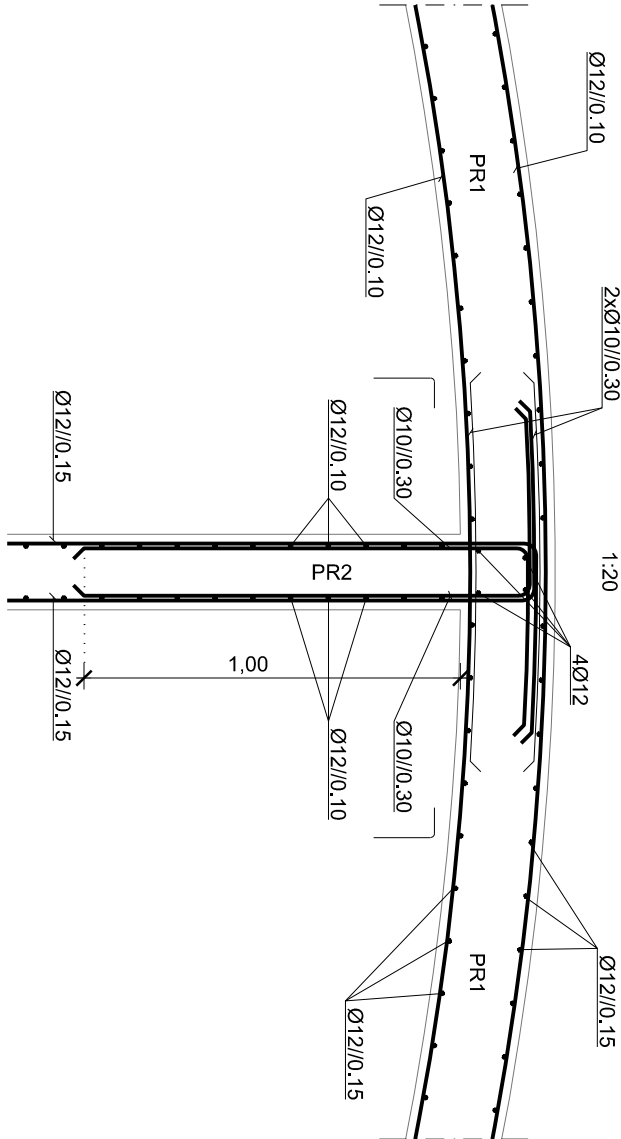


Planta de Localização de Pormenores das Armadura das Paredes (à cota 58,64)

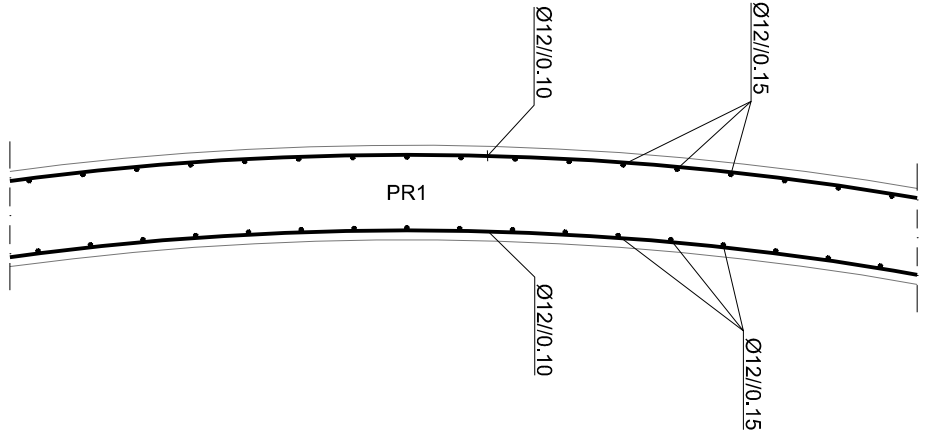
(sem escala)



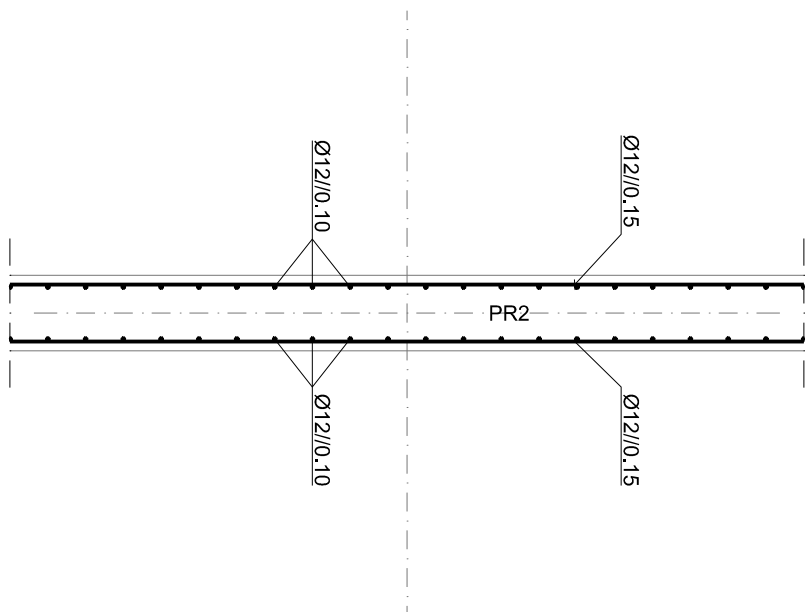
PORMENOR - A Armadura das Paredes (à cota 58,64)



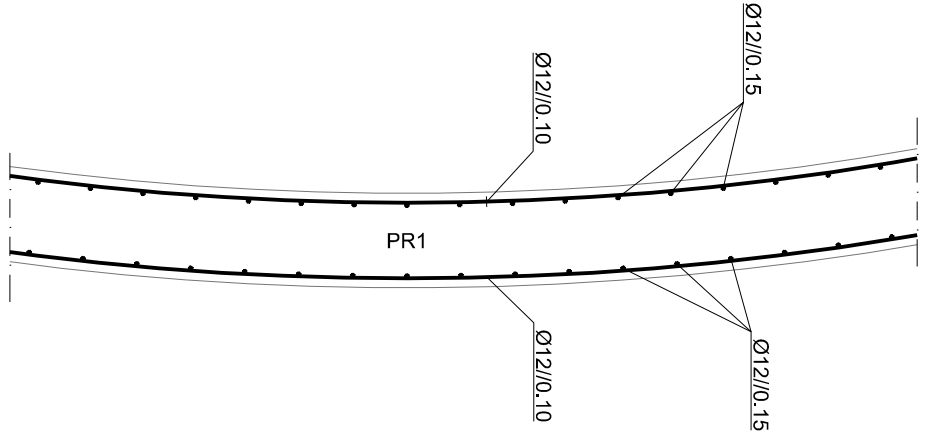
PORMENOR - B.1 Armadura das Paredes (à cota 58,64)



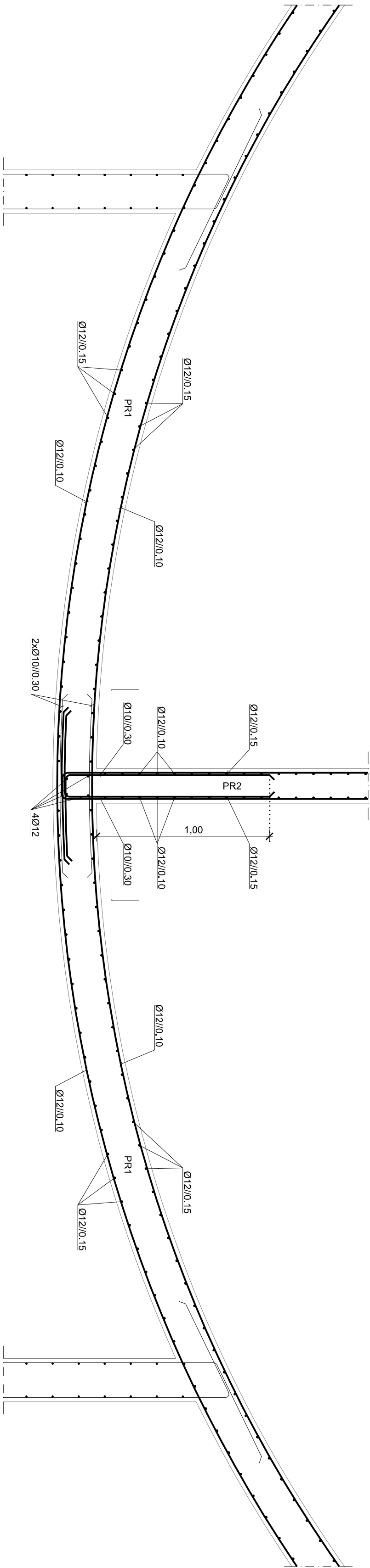
PORMENOR - C Armadura das Paredes (à cota 58,64)



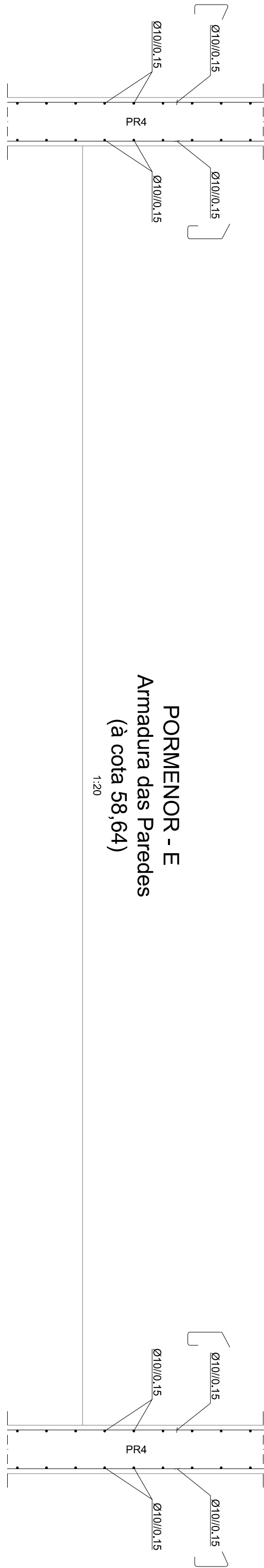
PORMENOR - B.2 Armadura das Paredes (à cota 58,64)



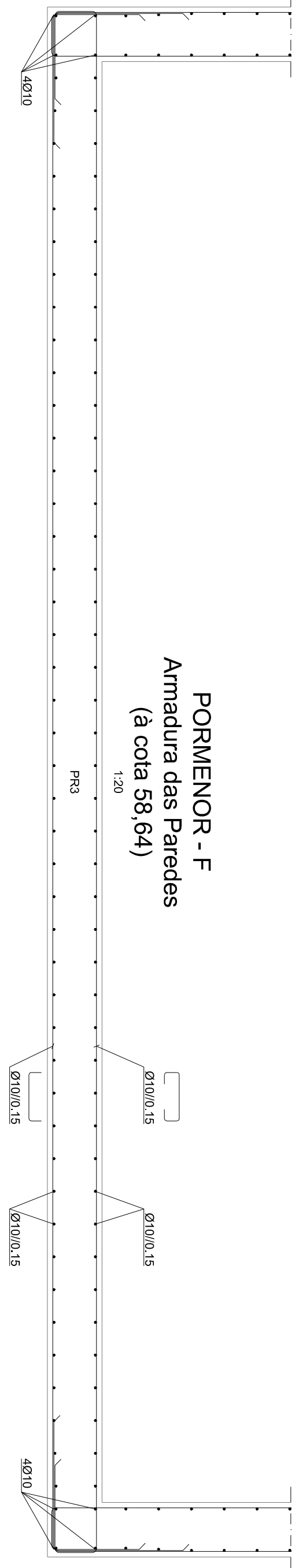
PORMENOR - D Armadura das Paredes (à cota 58,64)



PORMENOR - E Armadura das Paredes (à cota 58,64)

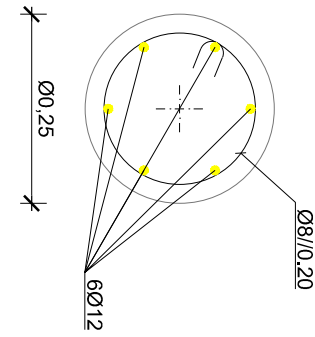


PORMENOR - F Armadura das Paredes (à cota 58,64)



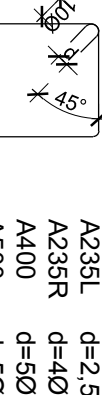
PILAR P1 Pormenore Tipo da Armadura

1:10



ESTRIBOS E CINTAS

- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:



EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS

- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as armações devem ser retas (comprimento de armação = 600).
- A seção dos varões nervurados emendados na mesma seção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma seção, as emendas devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de armação.
- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas variando a varão, distanciando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de armação.

EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de armação = 700).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de armação = 400).

PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE JUNTAS DE BETONAGEM

- Superfícies das juntas devem ser cuidadosamente limpas, molhadas e saturadas, sendo que, na altura da betonagem devem encontrarse apenas humedecidas, com aspecto mate e sem o brilho que é conferido pela água em excesso.
- Quando a junta for feita em duas etapas, a primeira deve ser feita com o concreto já colocado na altura necessária, de forma a conseguir-se uma junta convenientemente orientada.
- Nos elementos de betão, salvo a junta deve ser delimitada através de corte perpendicular à superfície de betão.
- Todos os procedimentos delineados devem ser consultados nas condições técnicas.

PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE SUPERFÍCIES ENTERRADAS

- As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser pintadas com uma tinta asfáltica tipo "MUPERKOTE F" ou equivalente. Em todas as zonas enterradas deve ser utilizado no lado exterior o produto Stika P-05 (Dilactel 65 ou equivalente).

NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150kPa$ .
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto do processo hidráulico e confirmadas em obra.
- As betoneiras e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executora de acordo com os elementos do projecto de execução.

NOTA IMPORTANTE:  
SEM NÍVEL FREÁTICO

QUADRO DE MATERIAIS						
Tempo de vida útil da estrutura		Caiçaria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção 3 (NP EN 13870:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1090)				
BETÃO						
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007				Consistência
		Recomendado (mm)	Armadura de passiva	Armadura de pré-tensão	Cloruros ambiental	
Lajes de Fundação	C30/37	40	-	XA (fP)	CL0.20	22 S3
Paredes	C30/37	40	-	XA (fP)	CL0.20	22 S3
Pilobandas	C30/37	40	-	XC4(fP)	CL0.20	22 S3
Pilares	C30/37	45	-	XA (fP)	CL0.20	22 S3
Lajes Maciças	C30/37	30	-	XC4(fP)	CL0.40	22 S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.10	- S3
Enchimento	C16/20	-	-	X0(P)	CL1.10	- S3
AÇO						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Ordinária	A500NR	EN 10080				

Designação		Detalhes de revisão		Data		Assinatura	





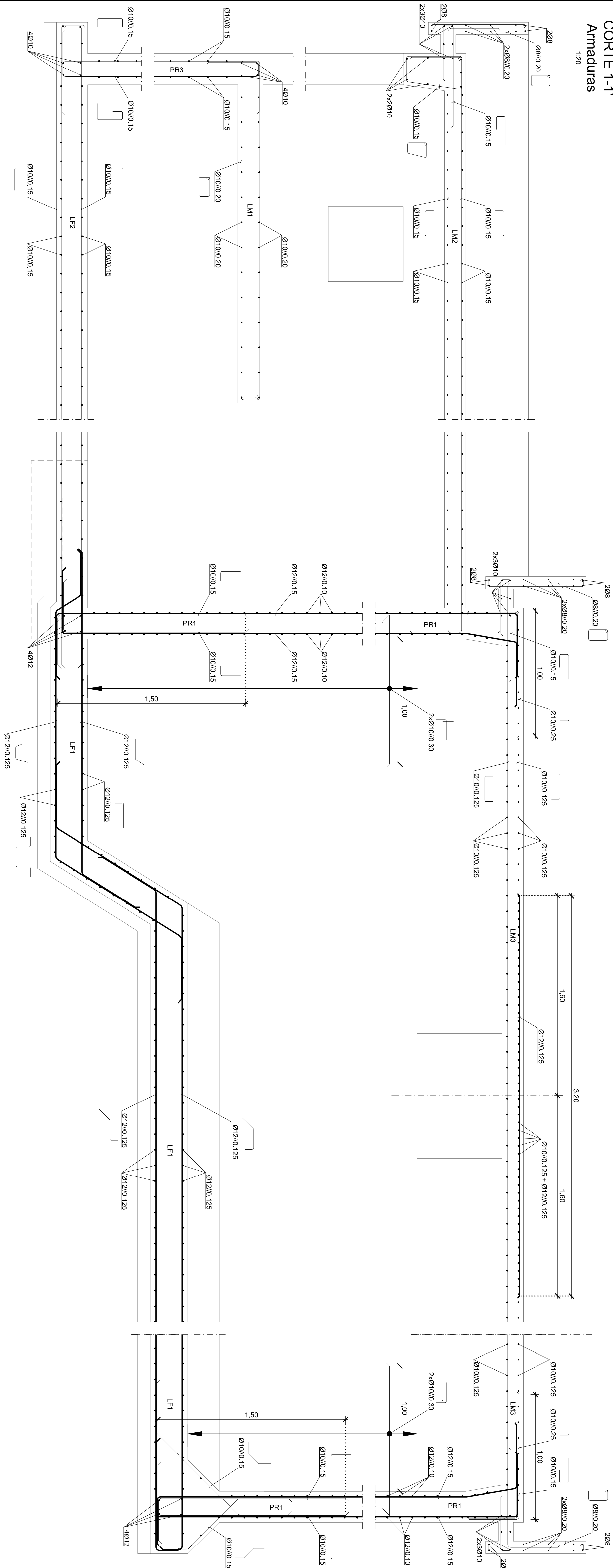






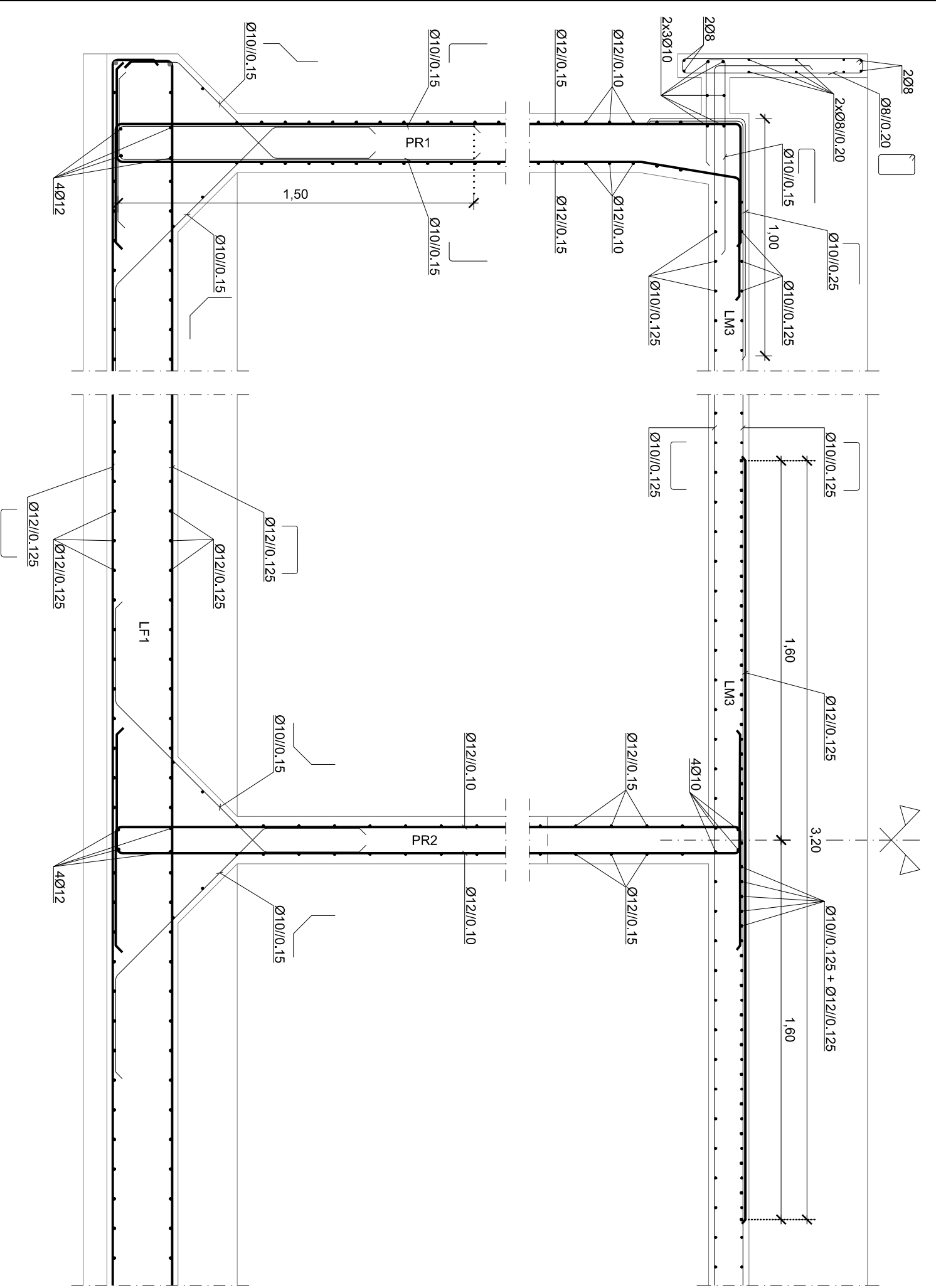
CORTE 1-1  
Armaduras

1:20



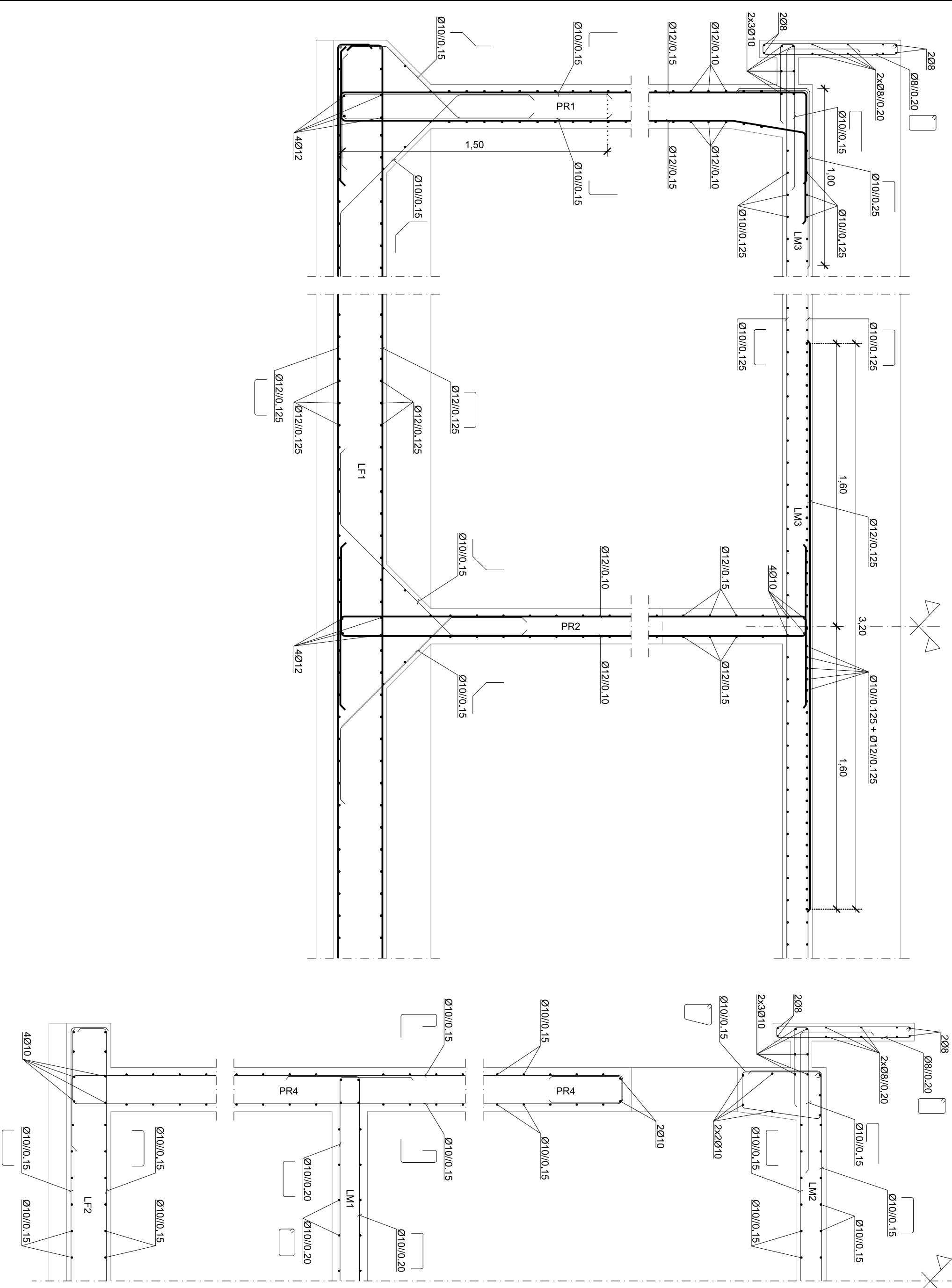
CORTE 2-2'  
Armaduras

1:20



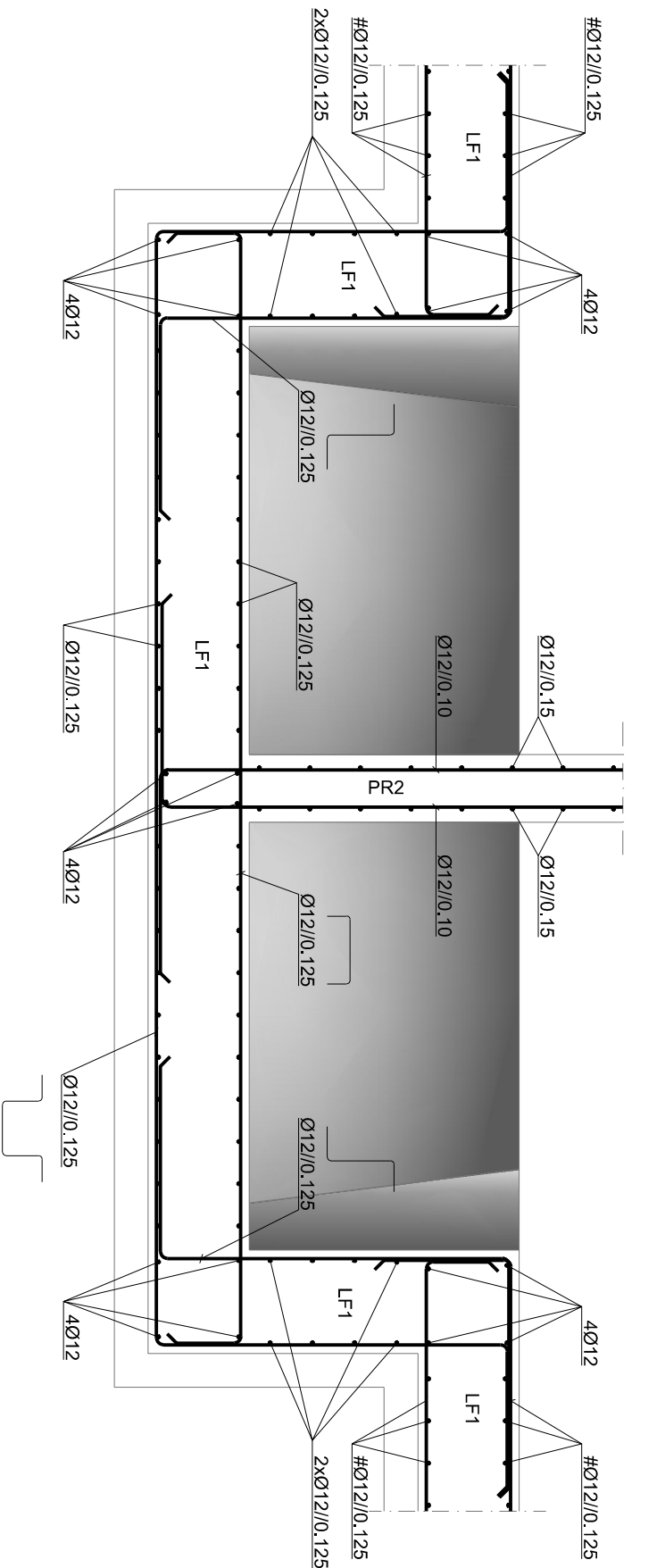
CORTE 3-3'  
Armaduras

1:20



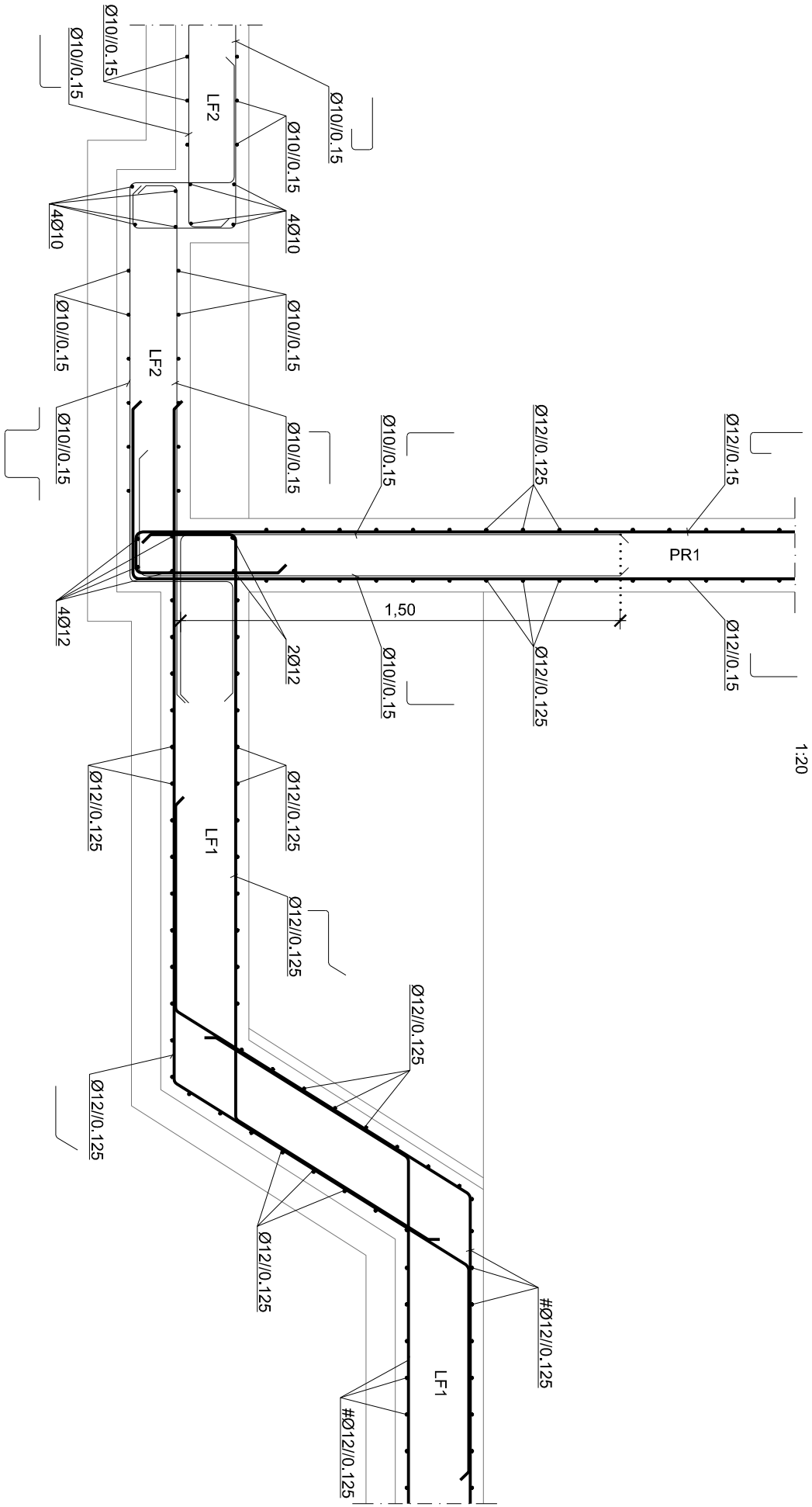
CORTE 4-4'  
Armaduras

1:20



CORTE 5-5'  
Armaduras

1:20



## ESTRIBOS E CINTAS

- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135° segundo o esquema:
- 
- A235L  
A235R  
A400

## EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS

- Os valores verticais devem ser arredondados o menos possível e as amarrapadas devem ser rectas (comparrapadas = 602)
- A seççõ dos valores reverendos emendados na mesma seççõ não deve exceder 1/2 da totalidade da estál constituída por valores de delineio superior a 1mm. Para que não excedam na mesma seççõ, devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarrap.
- As emendas de agrupamento de valores devem ser feitas variado a variado, distando entre si pelo menos o comprimento de amarrap.

## EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 70Ø).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 40Ø)

# PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE JUNTAS DE BETONAGEM

- Superfície das juntas devem ser cuidadosamente limpas, molhadas e saturadas, sendo que, na altura da biomatagem, devem ser impermeabilizadas com argamassa de cimento e areia.
- Humeredades, com aspecto molhe e sem o brilho que é conferido pela água em excesso.
- Nas zonas onde a interrupção de biomatagem conduzir a uma junta mais orientada, o betão será demolido na extensão necessária para a realização de uma junta com orientação adequada.
- Nos elementos de betão visíveis a junta deve ser delimitada através de corte perpendicular à superfície de betão.
- Nas faces visíveis dos elementos as juntas só serão permitidas nas secções em que se confundam rigorosamente com as juntas existentes.
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas.

## PROCEDIMENTOS DE TRATAMIENTO DE SUPERFICIES ENTERRADAS

- As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser pintadas com uma tinta asfáltica tipo IMPERKOL E P, ou equivalente, ou equivalente, ou equivalente.

## NOTAS:

- o. Tensão de Segurança do Tiro  $\geq 1500$  Pa.
- i. Todas as cargas indicadas deverão ser validadas pelo projeto do processo hidráulico e confirmadas pelo teste de disparo.
- j. As energias e a sequência dos tiros/aios deverão ser realizados de acordo com o respectivo plano de execução.
- k. Técnica e Fosseamento de Execução.
- l. O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projetos, especificações, especialidades.
- m. A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de cada elemento do projeto de execução.

NOTA IMPORTANTE:  
SEM NÍVEL FREÁTICO

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Cinquentia 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de inspeção 3 (NP EN 13670:2011)					
Classe de execução de estruturas metálicas		EXC2 (EN 1000)					
BEATO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206:12007				Consistência	
		Recomendado (mm)	Amadurecimento de pré-tensão	Exposição ambiental	Coreses		Dmax (mm)
Lajes de Fundado	C30/37	40	-	XA1 (P)	CL0.20	22	S3
Paredes	C30/37	40	-	XA1 (P)	CL0.20	22	S3
Platibandas	C30/37	45	-	XC4 (P)	CL0.20	22	S3
Plares	C30/37	40	-	XA1 (P)	CL0.20	22	S3
Lajes Maciças	C30/37	30	-	-	CL0.40	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	-	CL1.0	-	S3
Enchimento	C16/20	-	-	-	CL1.0	-	S3
Aço							
Elemento	Amadura Ordinária	Chasse		AS500N		Norma	
						EN 10080	

[illegible]

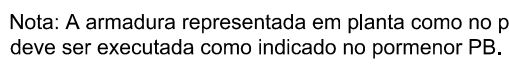
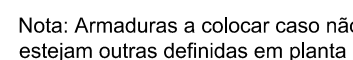
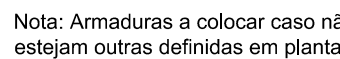


Os varões representados com mais de 12,00m devem ser emendados junto aos apoios intermédios com um comprimento de sobreposição mínimo de 400, não podendo ser emendados mais de 1/3 da área dos varões na mesma secção.

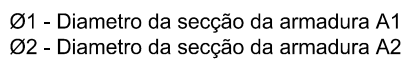
NOTAS:

Na pormenorização das armaduras não foram tidas em conta aberturas com dimensão igual ou inferior a 0,30m; Aquando da disposição das armaduras no local, estas deverão ser dispostas como pormenorizado em baixo.

Os negativos a introduzir nas lajes, assim como a sua correcta localização, deverá ser consultada nos projectos das especialidades a que se destinam.



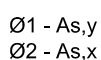
(quando não expressamente representada em alçado ou corte tipo  
Pormenor de amarração da armadura longitudinal das vigas  
representadas em secção transversal tipo



Todos os varões horizontais representados com dimensões superiores a 12,00m deverão ser emendados com um comprimento de sobreposição mínimo de 60Ø e nunca deverão ser emendados mais de metade dos varões numa mesma secção ou secções distanciadas de menos de 90Ø.

Todos os varões verticais representados com dimensões superiores a 12,00m deverão ser emendados com um comprimento de sobreposição mínimo de 60Ø e nunca deverão ser emendados mais de metade dos varões numa mesma secção ou secções distanciadas de menos de 90Ø.

- (quando não estiverem outras definidas em alçado ou em corte

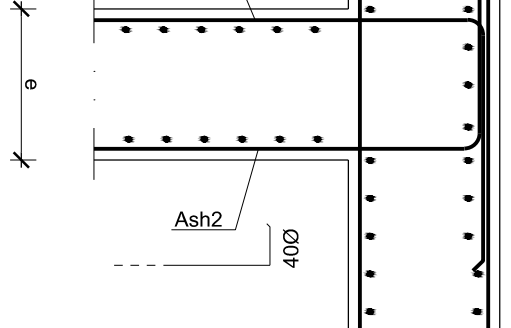
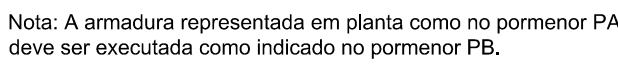
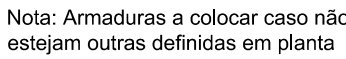
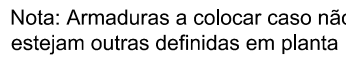


- (quando não estiverem outras definidas em alçado ou em corte

NOTAS:

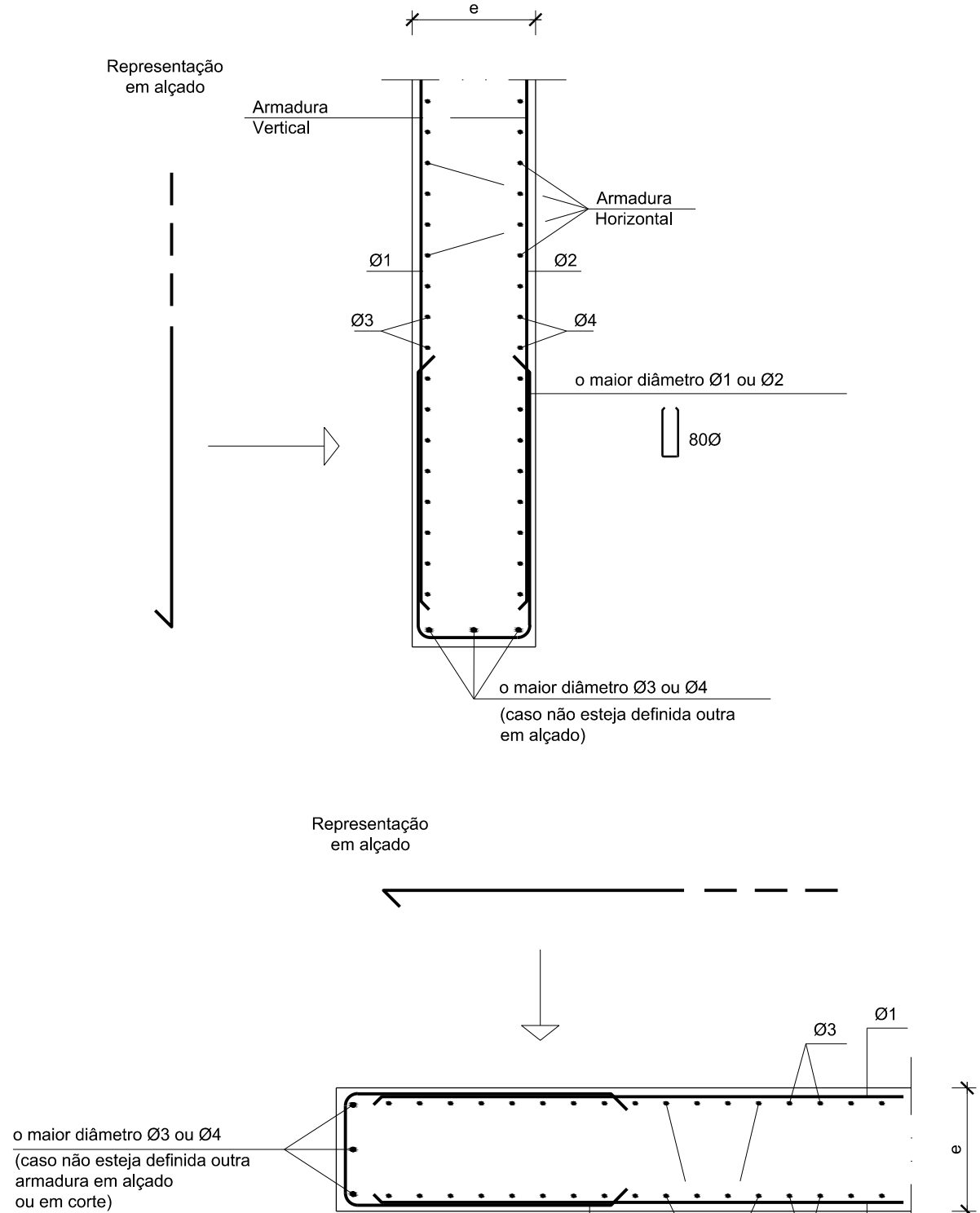
Na pormenorização das armaduras não foram tidas em conta aberturas com dimensão igual ou inferior a 0,30m; Aquando da disposição das armaduras no local, estas deverão ser dispostas como pormenorizado em baixo.

Os negativos a introduzir nas lajes, assim como sua correcta localização, deverá ser consultada nos projectos das especialidades a que se destinam.

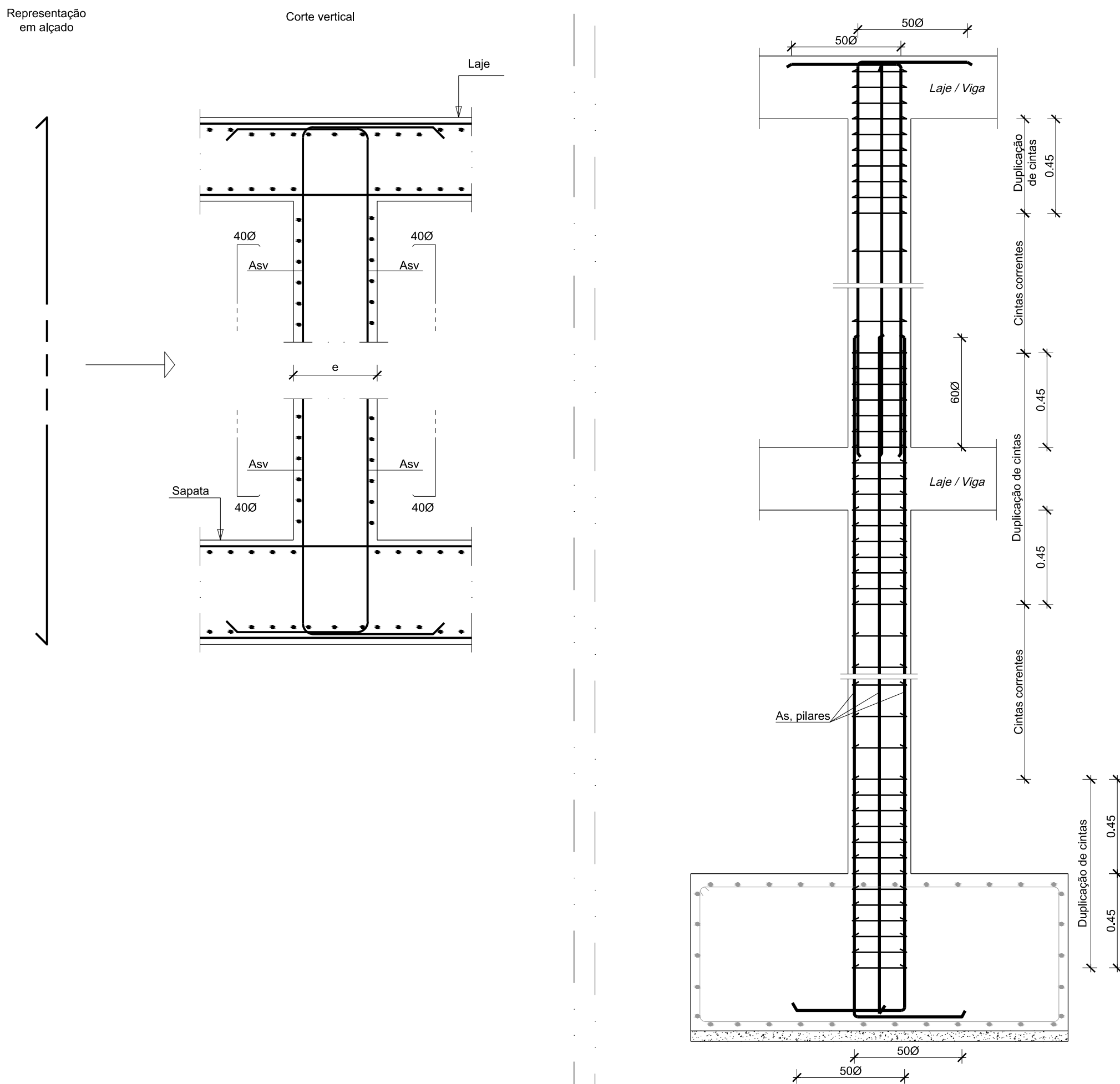


- (quando não estiverem outras definidas em alçado ou em corte

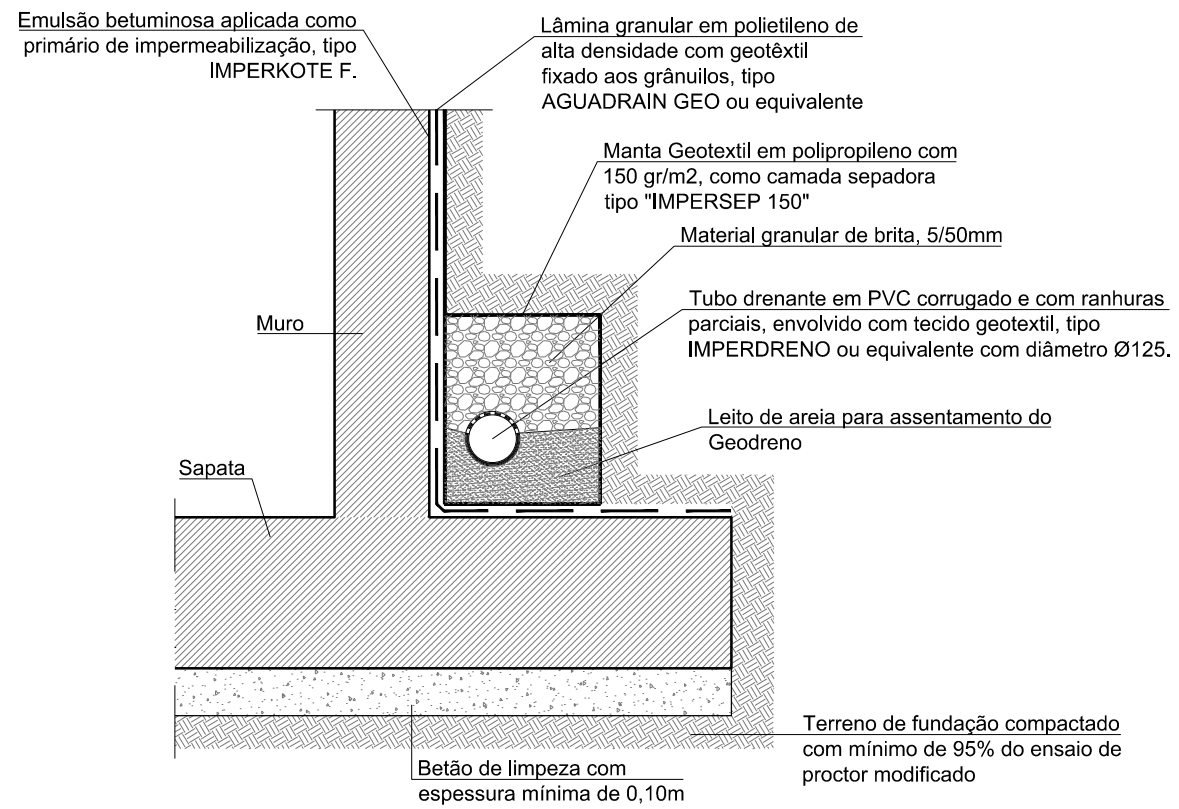
- (quando não estiverem outras definidas em alçado ou em corte)



- Pormenor de ligação entre paredes e lajes ou entre paredes e maciços de encabeçamentos de estacas ou sapatas



## 1:20



## PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE JUNTAS DE BETONAGEM

- Aumento da rugosidade de modo a garantir a transmissão dos esforços no interface;
- Superfícies das juntas devem ser cuidadosamente limpas, molhadas e saturadas, sendo que, na altura da betonagem devem encontrar-se apenas humedecidas, com aspecto molle e sem o brilho que é conferido pela água em excesso;
- Nas zonas onde a interrupção de betonagem conduza a uma junta mal orientada, o betão será demoldado na extensão necessária, de forma a conseguir-se uma junta convenientemente orientada;
- Nos elementos de betão visível a junta deve ser delimitada através de corda perpendicular à superfície de betão;
- Nas juntas de betão, os elementos as juntas não serão permitidas nas secções em que se confundam rigorosamente com as juntas de cofragem;
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas;

## PROCEDIMENTOS DE TRATAMIENTO DE SUPERFÍCIES ENTERRADAS

- As superfícies de betão em contacto com as terras devem ser pintadas com uma tinta asfáltica tipo "IMPERKOTE -F" ou equivalente. Em todas as zonas enterradas deve ser utilizado no betão um aditivo hidrófugo tipo "SIKA PLASTOCRETE-05" ou equivalente.
- As superfícies que apresentem pintura danificada devem convenientemente limpas e repintadas;
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas;

## PROCEDIMENTOS DE TRATAMENTO DE SUPERFÍCIES

- As superfícies de betão que apresentem patologias como segregação e zonas porosas devem ser devidamente limpas;
- Antes da aplicação do acabamento a superfície deve ser humedecida até à saturação mas sem água visível;
- As superfícies de betão à vista, sem necessidade de considerações estéticas adicionais, devem ser acabadas através da utilização de barramento ou emboço de igualização;
- Nos betões onde se prevê revestimento devem-se seguir os procedimentos anteriores sendo o revestimento final o previsto no projeto de arquitetura.
- Todos os procedimentos detalhados devem ser consultados nas condições técnicas;


NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150\text{KPa}$ .
- Todas as cotas indicadas deverão ser validadas pelo projecto do processo hidráulico e confirmadas em obra.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados nos projectos das diversas especialidades.
- A preparação da estrutura de betão armado deve ser realizada pela entidade executante de acordo com os elementos do projecto de execução.

NOTA IMPORTANTE:  
SEM NÍVEL FREÁTICO

Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspeção			Classe de Inspeção 3 (NP EN 13670:2011)				
Classe de execução de estruturas metálicas			EXC2 (EN 1090)				
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Cloreto	Dmáx [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Lajes de Fundação	C30/37	40	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Paredes	C30/37	40	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Platibandas	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.20	22	S3
Pilares	C30/37	45	-	XA1(P)	CL0.20	22	S3
Lajes Maciças	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	C16/20	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
AÇO							
Elemento	Classe			Norma			
Armadura Ordinária	A500NR			EN 10080			

Designação	Detalhes de revisão	Data	Assinatura

Proj:	27/07/2017	PS / IA	Outra: ABASTECIMENTO DE ÁGUA AO CONCELHO DE VILA NOVA DE GAIA RESERVATÓRIO DE FRANCOLOS - R24 - EXECUÇÃO	<div>Proj. Estabelecido</div> <div></div> <div>SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA</div> <div>Rua da Indústria 100, 1.º andar</div> <div>4430-109 Vila Nova de Gaia</div> <div>Tlx: 22 947 68 20 Fax: 22 947 68 31</div> <div>Email: c&amp;c@ccad.pt</div>																			
Des:	27/07/2017	PS / RM																					
Copiou:	----	----																					
Visto:	27/07/2017	Jose Lello																					
C/b:																							
Requerente:			NORAQUA	<div>Desenho nº</div> <div>17028.0.D.PE.701.00</div>																			
Escalas:	S/E		Título:	PORMENORES GERAIS	<table><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>Substitui o des. nº</td><td>----</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>Substituído por</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr></table>							Substitui o des. nº	----					Substituído por					
Substitui o des. nº	----																						
Substituído por																							

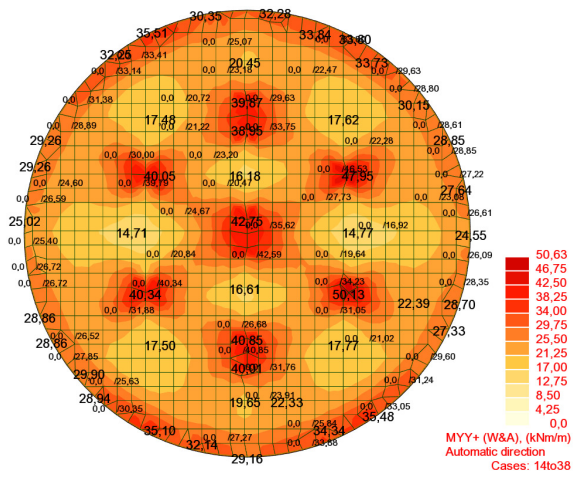
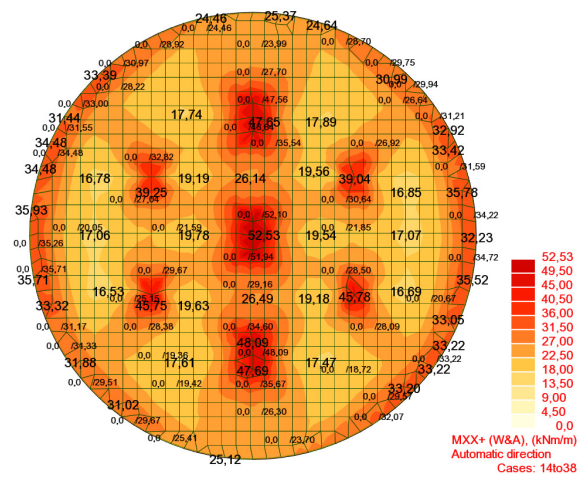
## **Anexo de Cálculo**



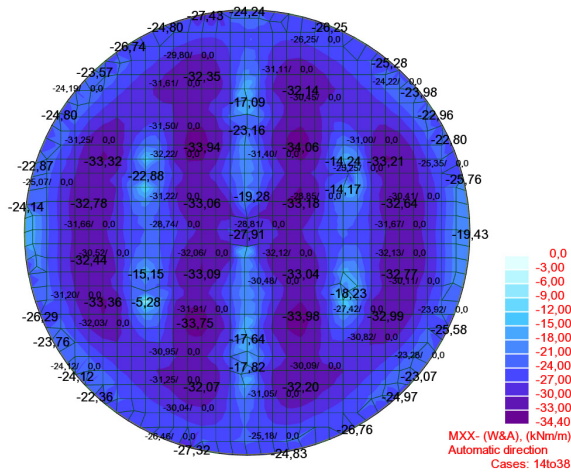


# Laje de Cobertura LM3 (e=0,17m)

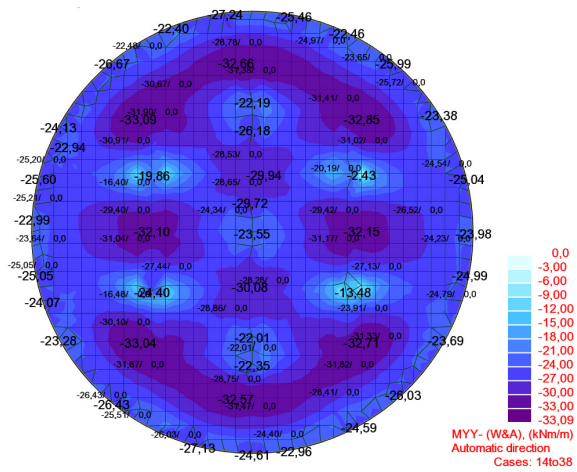
## Verificação Flexão Composta (E.L.U.)



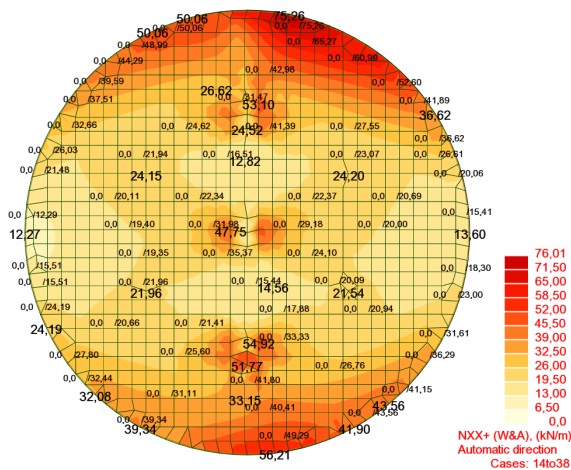
## Momento Fletor Face Superior - Dir XX



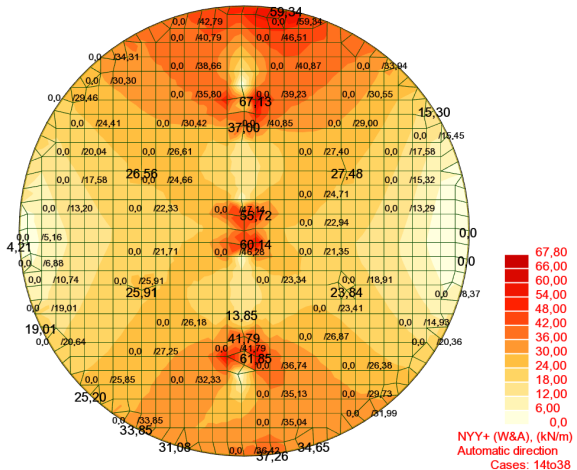
## Momento Fletor Face Superior - Dir YY



## Momento Fletor Face Inferior - Dir XX



## Momento Fletor Face Inferior - Dir YY



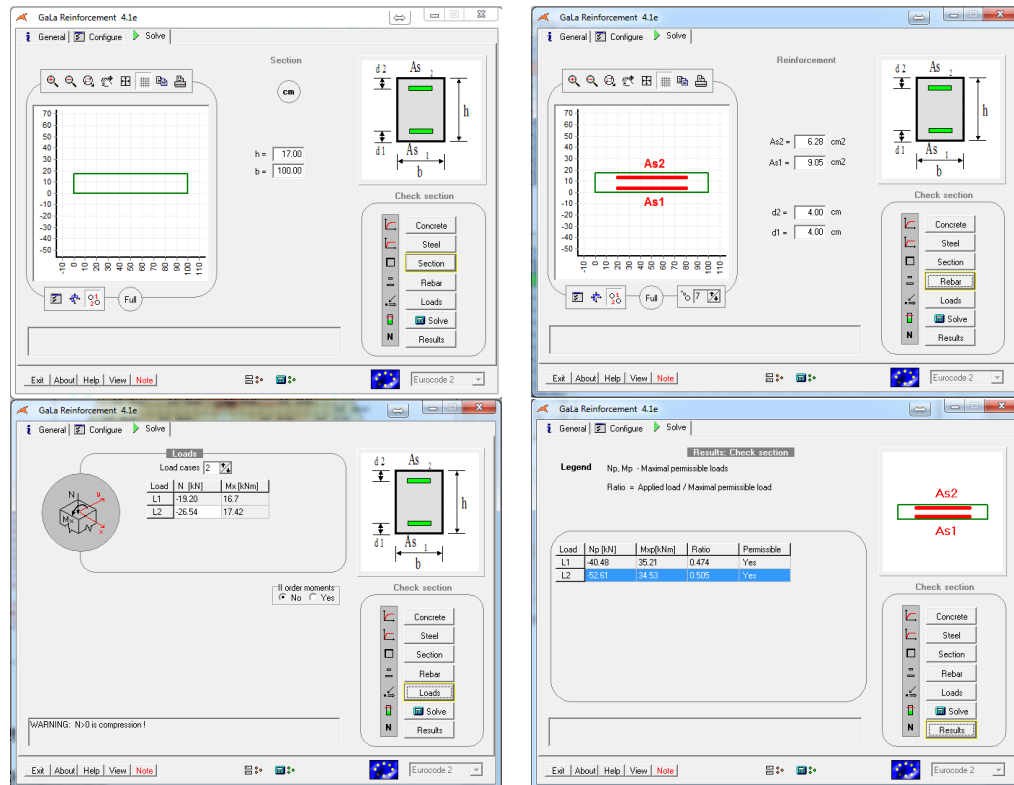
## Esforço Axial Tração - Dir XX

## Esforço Axial Tração - Dir YY



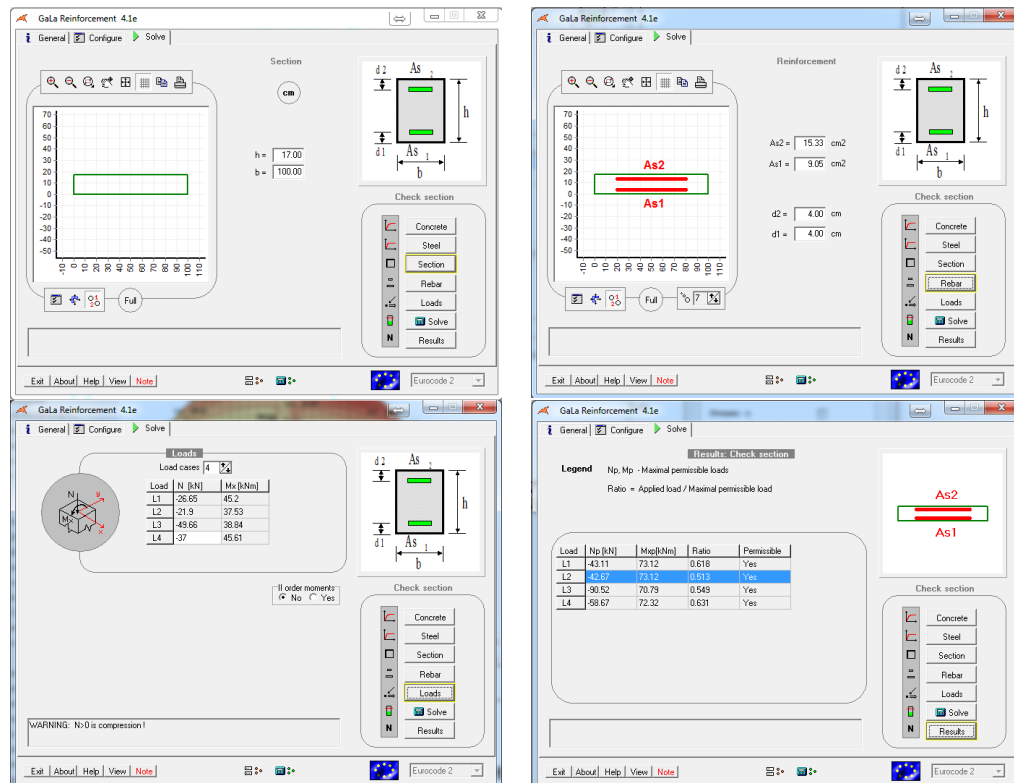
## Armadura Corrente Face Superior $\phi 10//0,125$ (6,28cm<sup>2</sup>/m)

### Direção X e Y



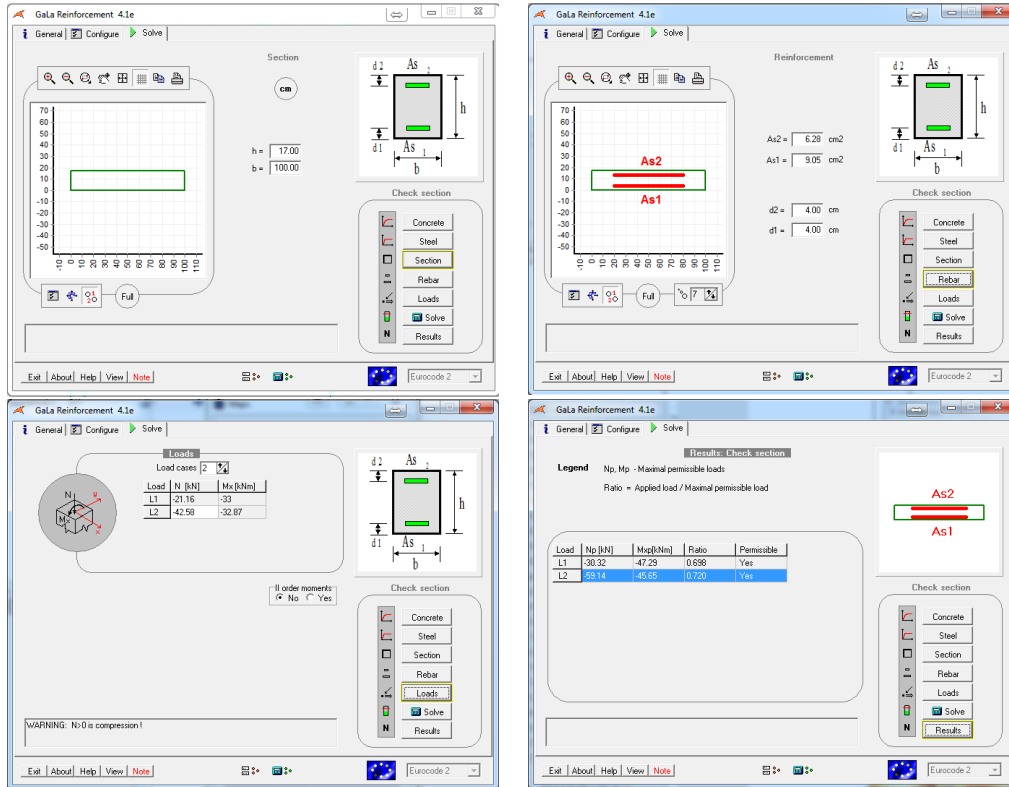
## Armadura Reforço Face Superior $\phi 10//0,125 + \phi 12//0,125$ (15,33cm<sup>2</sup>/m)

### Direção X e Y

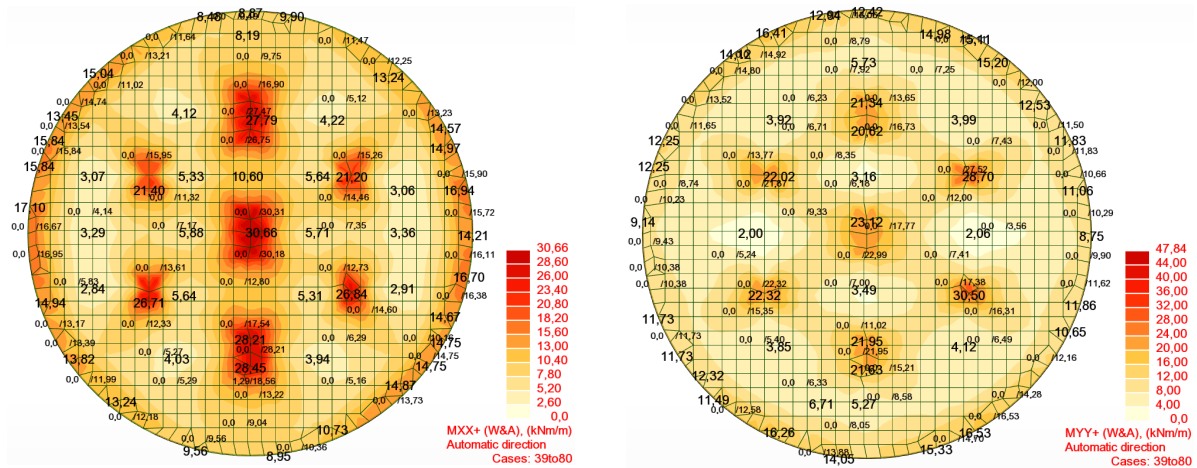


## Armadura Corrente Face Inferior $\phi 12/0,125$ (9,05cm<sup>2</sup>/m)

### Direção X e Y

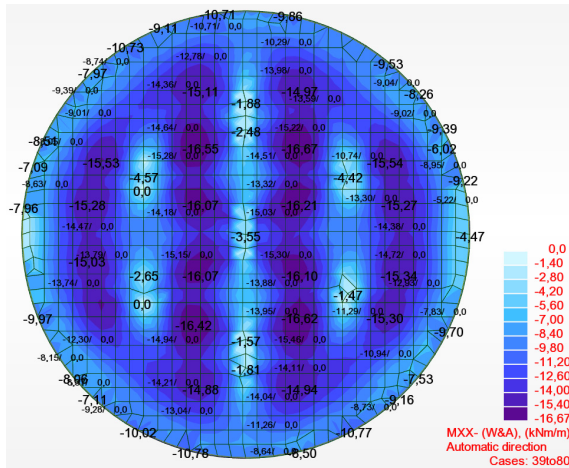


### Verificação Fendilhação (E.L.S.)

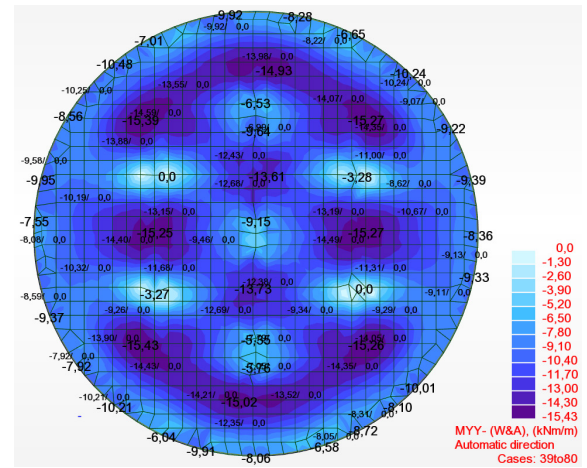


Momento Fletor Face Superior - Dir XX

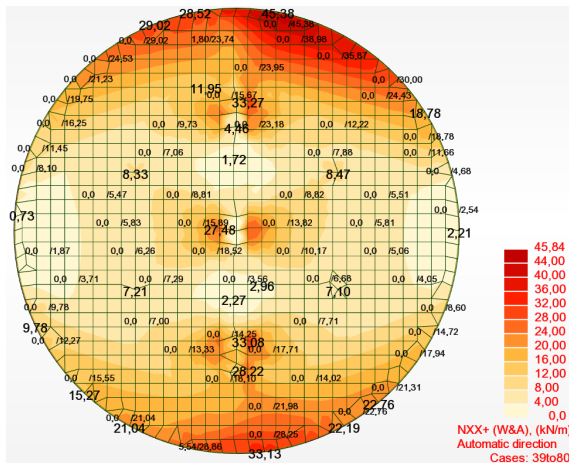
Momento Fletor Face Superior – Dir YY



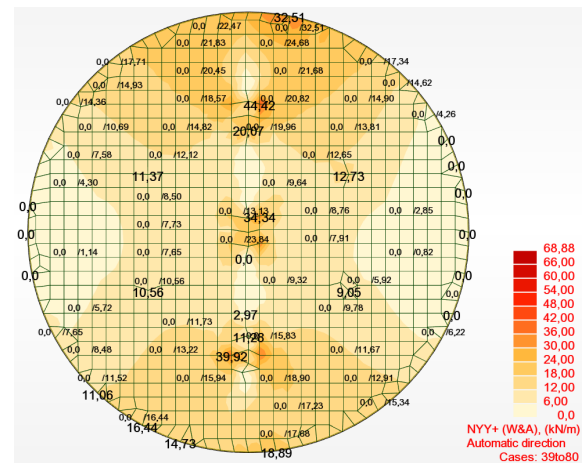
Momento Fletor Face Inferior - Dir XX



Momento Fletor Face Inferior – Dir YY



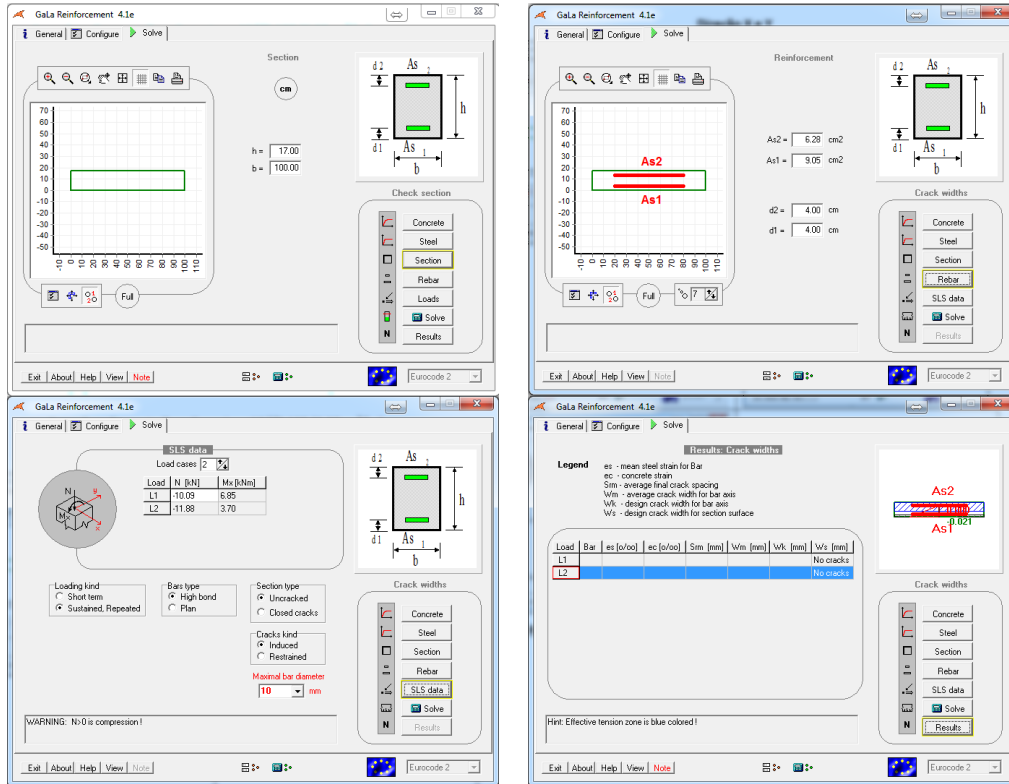
Esforço Axial Tração - Dir XX



Esforço Axial Tração – Dir YY

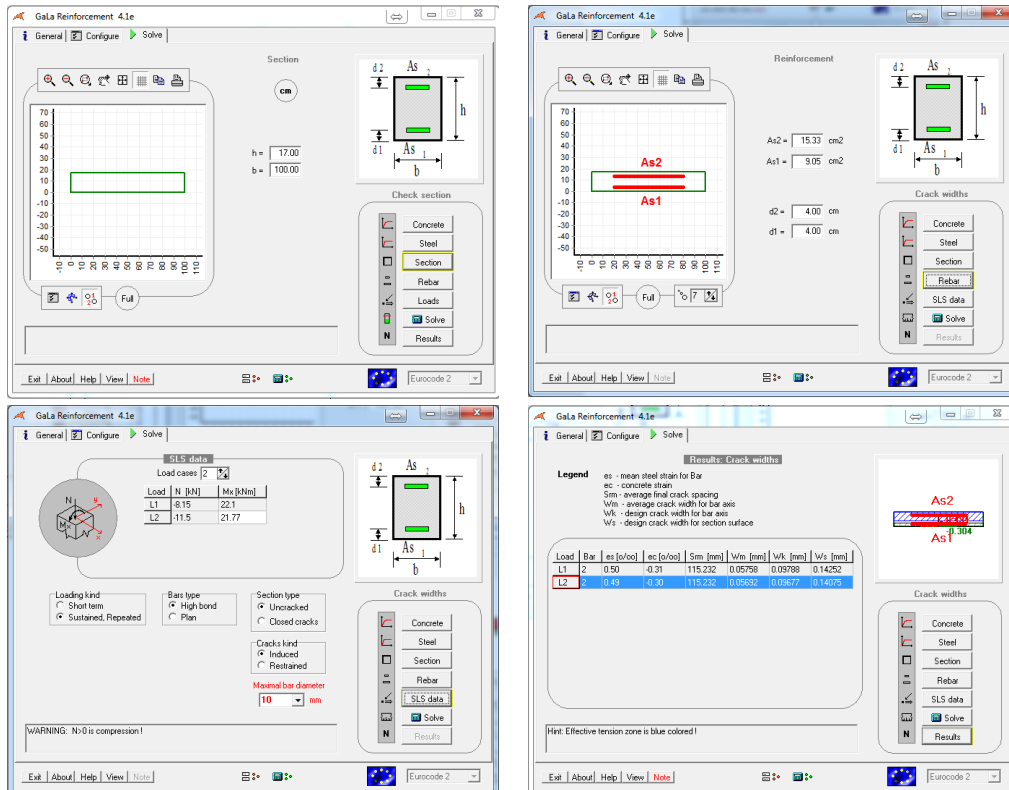
## Armadura Corrente Face Superior $\phi 10//0,125$ ( $6,28\text{cm}^2/\text{m}$ )

### Direção X e Y



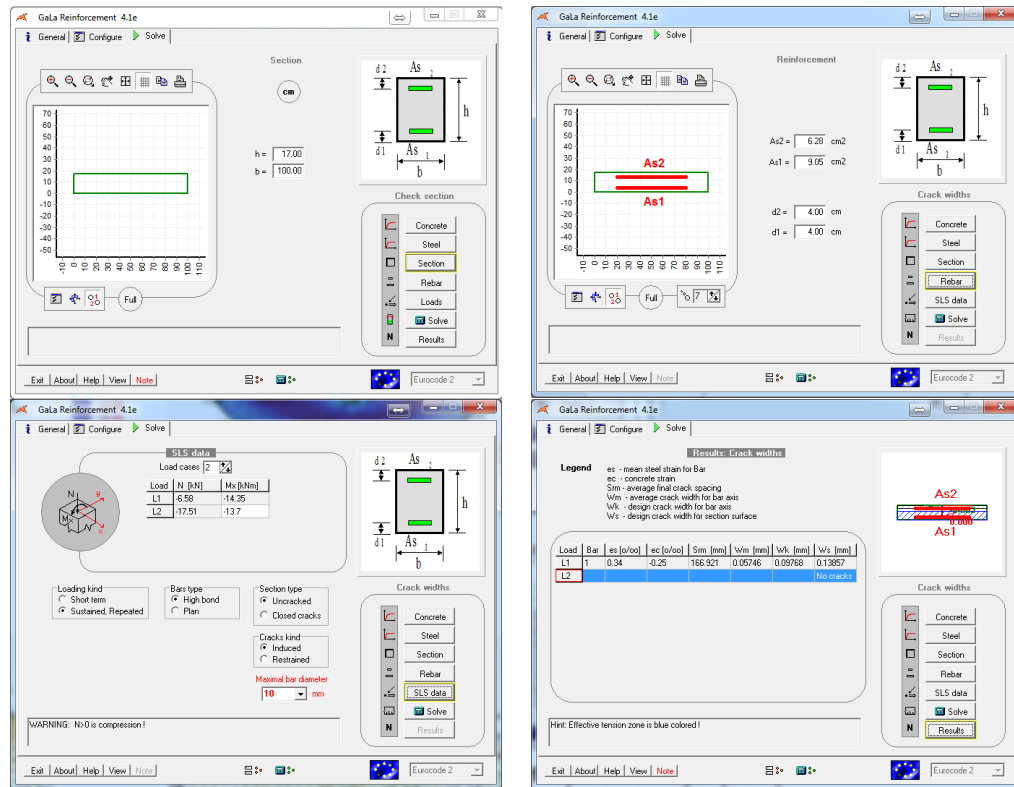
## Armadura Reforço Face Superior $\phi 10//0,125 + \phi 12//0,125$ ( $15,33\text{cm}^2/\text{m}$ )

### Direção X e Y

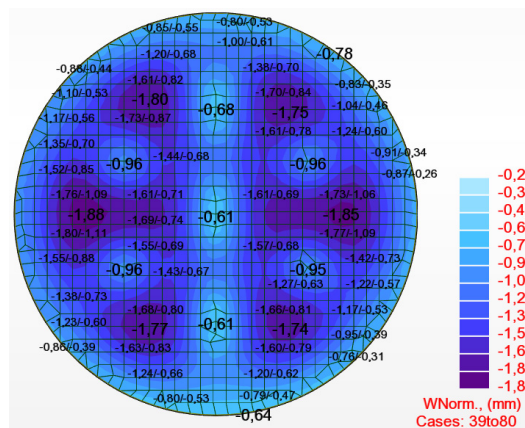


## Armadura Corrente Face Inferior $\phi 12//0,125$ ( $9,05\text{cm}^2/\text{m}$ )

### Direção X e Y



### Verificação Deformação (E.L.S.)



$$\begin{aligned}\Delta v_{elástica} &= 1,88\text{mm} \\ \Delta v_{t.infinito} &= 1,88 \times 3,0 = 5,64\text{mm} \\ \Delta v_{máx} &= 5,64\text{mm} < 15\text{mm} \rightarrow \text{OK!!}\end{aligned}$$

### Solução Armadura Adotada

$$\begin{aligned}As^+ &\begin{cases} \text{Dir XX} \begin{cases} \text{Geral} \rightarrow \phi 10//0,125\text{m} (6,28\text{cm}^2/\text{m}) \\ \text{Reforços} \rightarrow \phi 12//0,125\text{m} (15,33\text{cm}^2/\text{m}) \end{cases} \\ \text{Dir YY} \begin{cases} \text{Geral} \rightarrow \phi 10//0,125\text{m} (6,28\text{cm}^2/\text{m}) \\ \text{Reforços} \rightarrow \phi 12//0,125\text{m} (15,33\text{cm}^2/\text{m}) \end{cases} \end{cases} \\ As^- &\begin{cases} \text{Dir XX: Geral} \rightarrow \phi 12//0,125\text{m} (9,05\text{cm}^2/\text{m}) \\ \text{Dir YY: Geral} \rightarrow \phi 12//0,125\text{m} (9,05\text{cm}^2/\text{m}) \end{cases}\end{aligned}$$